



TITLE:

種々の短繊維を用いた高強度繊維
補強コンクリートの材料特性と配
合設計に関する研究(
Dissertation_全文)

AUTHOR(S):

佐々木, 亘

CITATION:

佐々木, 亘. 種々の短繊維を用いた高強度繊維補強コンクリートの材料特性と配合設計に関する研究. 京都大学, 2014, 博士(工学)

ISSUE DATE:

2014-11-25

URL:

<https://doi.org/10.14989/doctor.k18650>

RIGHT:

種々の短繊維を用いた高強度繊維補強コンクリート
の材料特性と配合設計に関する研究

佐々木 亘

目次

第 1 章	序論	1
1.1	研究の背景および目的	1
1.2	本論文の構成	5
第 2 章	短繊維補強コンクリートの配合設計に関する既往の研究	9
2.1	短繊維補強コンクリートの配合設計の条件	9
2.2	短繊維補強コンクリートのワーカビリティに関する既往の研究	9
2.3	短繊維補強コンクリートの力学特性に関する既往の研究	13
2.3.1	短繊維補強コンクリートの力学特性の評価方法	13
2.3.2	短繊維補強コンクリートの力学特性に関する既往の研究	14
2.4	短繊維補強コンクリートの収縮特性に関する既往の研究	18
2.5	本章のまとめ	19
第 3 章	高強度繊維補強コンクリートの流動性に与える短繊維および粗骨材量の影響	24
3.1	本章の目的	24
3.2	短繊維補強コンクリートの流動性に関する基礎的性質	24
3.2.1	PVA 繊維を用いた水セメント比 50~33%の短繊維補強コンクリート	24
3.2.2	アラミド繊維を用いた水セメント比 40%の短繊維補強コンクリート	27
3.2.3	水結合材比 30~16%の短繊維補強コンクリート	29
3.3	高強度繊維補強コンクリートの流動性に与える短繊維および粗骨材の影響	37
3.3.1	本節の目的	37
3.3.2	使用材料	37
3.3.3	実験概要	38
3.3.4	短繊維の実積率	43
3.3.5	細骨材, 粗骨材および短繊維の混合物の実積率	44
3.3.6	短繊維かさ容積による高強度繊維補強コンクリートの流動性の評価	45
3.3.7	高強度繊維補強コンクリートの流動性に与える短繊維かさ容積と単位粗骨材絶対容積の影響の関係	50
3.4	本章のまとめ	54
第 4 章	高強度繊維補強コンクリートの力学特性に与える種々の短繊維の影響	56
4.1	本章の目的	56

4.2	種々の短繊維を用いた水セメント比 40%程度の短繊維補強コンクリートの力学特性	56
4.2.1	実験概要	56
4.2.2	実験結果および考察	60
4.2.3	短繊維の形状寸法を考慮した補強効果の評価	69
4.3	種々の短繊維を用いた水結合材比 30～25%の短繊維補強コンクリートの力学特性	71
4.3.1	実験概要	71
4.3.2	実験結果および考察	72
4.3.3	短繊維の形状寸法を考慮した補強効果の評価	76
4.4	種々の短繊維を用いた水結合材比 16%の短繊維補強コンクリートの力学特性	77
4.4.1	実験概要	77
4.4.2	実験結果および考察	79
4.4.3	短繊維の形状寸法を考慮した補強効果の評価	84
4.5	短繊維の力学特性に与える水結合材比の影響	86
4.6	本章のまとめ	88
第 5 章	高強度繊維補強コンクリートの収縮特性と収縮低減材料が力学特性に与える影響	90
5.1	本章の目的	90
5.2	実験概要	90
5.3	自己収縮ひずみ	92
5.3.1	水セメント比 40%の短繊維補強コンクリート	92
5.3.2	水結合材比 25%の高強度繊維補強コンクリート	93
5.3.3	水結合材比 16%の高強度繊維補強コンクリート	94
5.4	乾燥収縮ひずみ	95
5.4.1	水セメント比 40%の短繊維補強コンクリート	95
5.4.2	水結合材比 25%の高強度繊維補強コンクリート	97
5.4.3	水結合材比 16%の高強度繊維補強コンクリート	100
5.5	収縮低減剤および膨張材を用いた高強度繊維補強コンクリートの力学特性	102
5.6	本章のまとめ	103
第 6 章	高強度繊維補強コンクリートのひび割れ発生強度に与える養生方法の影響	106
6.1	本章の目的	106
6.2	水セメント比 40%の短繊維補強コンクリートのひび割れ発生強度	106
6.2.1	実験概要	106
6.2.2	実験結果および考察	108

6.3	水結合材比 25～16%の短繊維補強コンクリートのひび割れ発生強度	114
6.3.1	実験概要	114
6.3.2	実験結果および考察	116
6.4	養生方法によるひび割れ発生強度の変化に与える短繊維の影響	121
6.5	本章のまとめ	123
第 7 章	高強度繊維補強コンクリートの配合設計フローの提案	125
7.1	本章の目的	125
7.2	力学特性に基づく配合条件の設定	125
7.3	流動性に基づく単位水量および単位粗骨材絶対容積の設定	127
7.4	養生方法の設定と力学特性の確認	128
7.5	収縮低減材料の使用の検討	129
第 8 章	結論	132
8.1	本論文で得られた結論	132
8.2	高強度繊維補強コンクリートの利用に関するシナリオデザイン	136
8.2.1	高強度繊維補強コンクリートの利用	136
8.2.2	高強度繊維補強コンクリートの耐久性	136
8.2.3	ひび割れを許容しない高強度繊維補強コンクリートのシナリオ	137
8.2.4	その他の課題	138
	謝辞	140

第1章 序論

1.1 研究の背景および目的

コンクリートは、構成する材料の入手が容易であり、強度等の品質の調整が比較的容易に可能である。また、経済的であり、部材の形状の自由度が高く、耐火性、耐久性にも富んでいる。そのため、コンクリートは社会基盤を構成する主要な材料として利用され、人々の豊かな暮らしに貢献してきた。

コンクリートの強度特性の特徴のひとつとして、圧縮強度に比べて引張強度が小さい点が挙げられる。一般に、コンクリートは引張や曲げによって脆性的に破壊し、高強度コンクリートでは圧縮破壊も脆性的に生じることが知られている。そのため、コンクリートは、鉄筋コンクリート（以下、RC）構造やプレストレストコンクリート（以下、PC）構造のように、引張強度やじん性に富む鋼材と併せて用いられることがほとんどである。RC 構造ならびに PC 構造は、コンクリートと鋼材のそれぞれの長所を活かし、短所を補い合う非常に優れた構造であり、元来、高い耐久性を有している。しかし、供用期間が当初に想定された耐用期間を大きく超えた場合には耐久性の限界を超える場合があり、適切な設計、施工、維持管理がなされなかった場合には早期に劣化が生じることもある¹⁾。コンクリート構造物の劣化の大きな要因の一つとして塩害等による鋼材の腐食が挙げられる。近年、新規に建設されるコンクリート構造物については、耐久性のさらなる向上によるライフサイクルコストの低減や構造物の長寿命化という観点から、塩害環境の厳しい箇所などでは特に、鋼材の腐食を予防するため、鋼材側の対策としてはエポキシ鉄筋の使用²⁾や、コンクリート側の対策としては塩化物イオンの浸入を抑制する効果のある混和材を使用³⁾するなど、様々な対策が求められている。

RC 構造や PC 構造はコンクリートの脆性的な引張特性を構造的に解決するものである。一方、前述のような鋼材腐食の予防という課題も存在するなかで、コンクリート自体のじん性や引張強度を高め、部材に作用する外力に抵抗できるようになれば、鉄筋などの鋼材の使用量を低減することが可能になる。鉄筋そのものを減らしたり無くしたりすることが可能になれば、鉄筋腐食の可能性を根本的に低減することとなり、飛躍的に耐久性を向上させることが可能になると考えられる。また、構造物によってはじん性確保の面からコンクリートの充填に支障をきたすほどに過密な配筋状態となっているものもみられるが、鉄筋量を低減することは、コンクリートの充填不良を生じにくくさせる。鉄筋量を低減するとコンクリートの締固めも容易になることが予想されるため、施工に起因するコンクリートの品質変動を抑え、高品質なコンクリート構造物の構築に資することが可能であると考えられる。さらに、コンクリートの高強度化も併せると部材断面の低減によって部材の軽量化も可能になり、新たな構造形式⁴⁾やより合理的な施工方法の採用⁵⁾も可能になってくるものと考えられる。

コンクリート自体の引張特性を改善する技術として、短繊維補強コンクリート（FRC: Fiber Reinforced Concrete）がある。短繊維をコンクリートやモルタルといったセメント系材料に均一に分

散させることで、ひび割れの抑制、じん性や耐衝撃性の向上、引張強度、曲げ強度、せん断強度の改善を図ることができる。短繊維補強コンクリートを含めた繊維補強セメント複合材料（FRCC: Fiber Reinforced Cementitious Composites）は多種多様なものが開発されているが、セメント系材料のような脆性材料に繊維状材料の混入が有効であることは相当に古くから知られていた。古代エジプトの日干し煉瓦や日本伝統家屋に用いられている土壁などにみられるように、繊維状材料による脆性材料の補強は経験的に行われてきた技術である。

セメント系材料への短繊維補強については 20 世紀初頭から検討が行われ、鋼繊維を用いた短繊維補強コンクリートの実用化を目指した研究開発は 1960 年代から本格的に行われた⁶⁾。わが国では 1970 年代あたりから精力的に研究が行われ、1983 年の土木学会⁷⁾や 1992 年から 1995 年にかけて社団法人鋼材倶楽部^{8), 9), 10)}などで鋼繊維補強コンクリートの設計施工に関する指針案やマニュアル類が整備された。これらの指針類は主として水セメント比 50% 程度のコンクリートを対象としており、繊維長に関しては、粗骨材の最大寸法は繊維長の 2/3 以下を標準としている。なお、土木学会規準「JSCE-E101-2010 コンクリート用鋼繊維品質規格」では、繊維長は 20~60 mm、アスペクト比（繊維長 L_f と繊維径 D_f の比 L_f/D_f ）は 30~80 を標準としている。また、「鋼繊維補強コンクリート設計施工マニュアル」^{8), 9), 10)}のうち「トンネル編」⁹⁾については、発刊から 7 年後の 2002 年に、増加した施工実績から得られた知見を基にした改定版¹¹⁾が発刊されている。

近年は、より高性能な繊維補強セメント複合材料として、超高強度繊維補強コンクリート（UFC: Ultra High Strength Fiber Reinforced Concrete, 以下 UFC と称す）や複数微細ひび割れ型繊維補強セメント複合材料（HPFRCC: High Performance Fiber Reinforced Cement Composite, 以下 HPFRCC と称す）が開発されている。それぞれ、土木学会で設計施工指針案^{12), 13)}が取り纏められ、実構造物への適用も進められている¹⁴⁾。

UFC は、圧縮強度の特性値として 150 N/mm² 以上、ひび割れ発生強度の特性値として 4 N/mm² 以上、引張強度の特性値として 5 N/mm² 以上¹²⁾を有する繊維補強セメント複合材料であり、超高強度、高じん性、高耐久性を示す材料である。一般に用いられる UFC は圧縮強度の特性値として 180 N/mm²、ひび割れ発生強度の特性値として 8.0 N/mm²、引張強度の特性値として 8.8 N/mm² を有している¹²⁾。コンクリートと呼ばれているが骨材の最大寸法は 2.5 mm 以下であり、実際には粗骨材を用いないモルタルである。補強用繊維としては引張強度 2000 N/mm² 以上で繊維径 0.1~0.25 mm、繊維長 10~20 mm 程度の鋼繊維が一般に用いられる。これは土木学会規準「コンクリート用鋼繊維」の標準範囲を外れるものである。

HPFRCC は、一軸直接引張応力下において幅 0.2 mm 以下の微細なひび割れが複数生じる複数ひび割れ挙動とひずみ硬化特性を有する材料である。ひずみ硬化特性とは、初期ひび割れ発生後に引張応力が上昇する挙動を指す¹³⁾。なお、金属材料のひずみ硬化とはメカニズムが異なるため、「疑似ひずみ硬化」とも呼ばれる。一般に補強用繊維としては繊維径が 10~40 μ m 程度、繊維長 10 mm 程度の高強度 PVA (Polyvinyl Alcohol, ビニロンとも呼ばれる) 繊維や高強度 PE (Polyethylene) 繊維な

どの合成繊維が用いられる．なお，HPFRCC はそのひずみ硬化挙動を強調して SHCC (Strain Hardening Cement Composites)とも呼ばれる．圧縮強度としては特性値で 30 N/mm^2 前後のものが通常である¹³⁾が， 100 N/mm^2 程度の圧縮強度を有する，緻密で物質移動抵抗性を高めた材料¹⁵⁾も開発されている．UFC と同様に，一般に粗骨材は用いられない¹⁶⁾．

図-1.1 に繊維補強セメント複合材料を圧縮強度とじん性によって分類した図を示す．この図は文献¹⁷⁾等に表示される一般的な図を基に上述の各指針案に示される各繊維補強セメント複合材料の範囲をおおまかに示したものである．なお，曲げ応力下において複数ひび割れ特性を示す材料は高靱性セメント複合材料（DFRCC: Ductile Fiber Reinforced Cementitious Composites）と呼ばれ，UFC や HPFRCC は DFRCC に包含される¹⁸⁾．また，図-1.2 は使用する骨材および短繊維の径に着目して分類した図である¹⁹⁾．

このように，繊維補強セメント複合材料の設計・施工に関する指針類はいくつか発刊されているものの，それぞれが適用可能な材料ならびに配合の範囲は広いとは言い難いのが現状である．また，UFC や HPFRCC は，一般に粒径の小さい骨材を使用し，それぞれの指針案においてプレミックス材料の使用も想定されていることからわかるように，使用できる材料や配合の範囲は非常に狭いと言え，短繊維以外のマトリクスに，一般のレディーミクストコンクリート工場や製品工場（以下，工場と称す）で常備されているような材料（特に骨材）を用いた配合とすることは相当に難しいと考えられる．

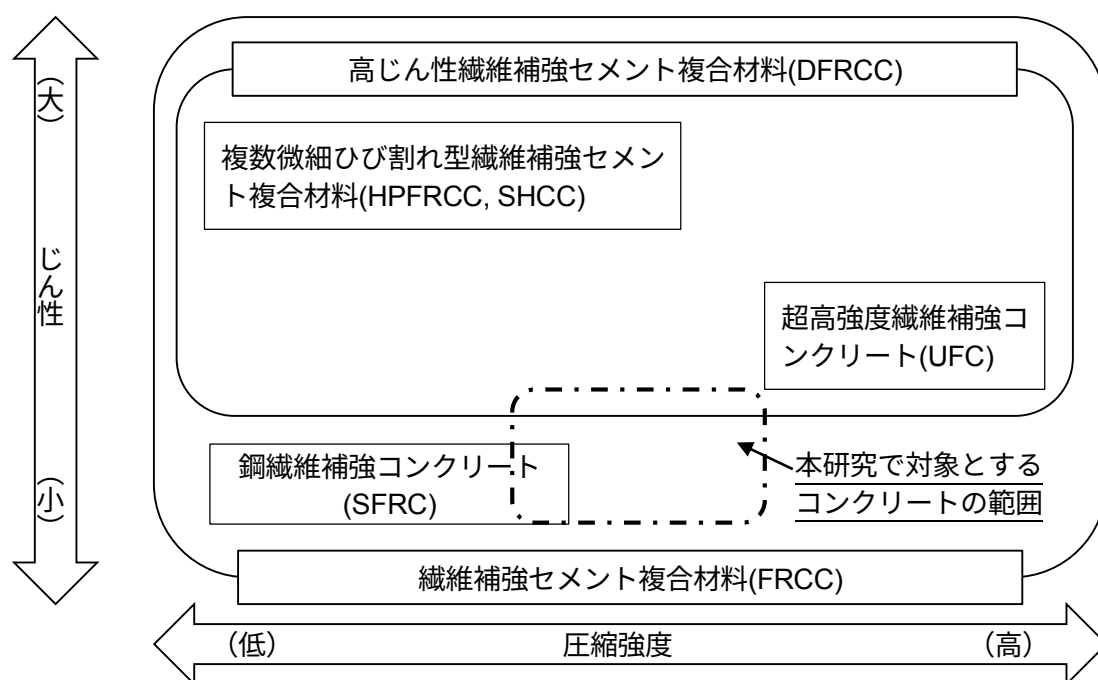


図-1.1 繊維補強セメント複合材料の分類¹⁷⁾

したがって、一般の工場で常備されている材料（特に骨材）を用いた短繊維補強コンクリートについて考えた場合、配合設計の参考となる指針類は「鋼繊維補強コンクリート設計施工指針(案)」⁷⁾および「鋼繊維補強コンクリート設計施工マニュアル」¹¹⁾である。これらに示された条件を外れるような高い強度域や異なったマトリクス材料、短繊維の使用を検討する場合の適用性については必ずしも明らかではない。その都度、個別に検討を行わなければならないのが現状である。合成繊維を用いた短繊維補強コンクリートや高強度域の短繊維補強コンクリートについての検討はなされてはいるものの必ずしも十分とはいえず、短繊維の種類やコンクリートの高い強度域も考慮した短繊維補強コンクリートの配合設計方法は明らかではない。前述のように、短繊維補強コンクリートの適切な使用はコンクリート構造物の品質および耐久性の向上や、コンクリート構造物の重量の軽量化に大いに資するものと考えられるため、要求性能に応じた、合理的な材料、配合の短繊維補強コンクリートを製造し、実部材に適用することが容易になれば、短繊維補強コンクリートの利用拡大の一助となるものと考えられる。

前述の指針類の適用範囲外となる高強度繊維補強コンクリートを実用に供するにあたり、以下のような課題が挙げられる。なお、かぶりコンクリート等の剝落を防止する目的で少量の短繊維を混入した短繊維補強コンクリートも近年では多く用いられているが、本論文では積極的に力学特性の改善を目的とした短繊維補強コンクリートを対象とする。

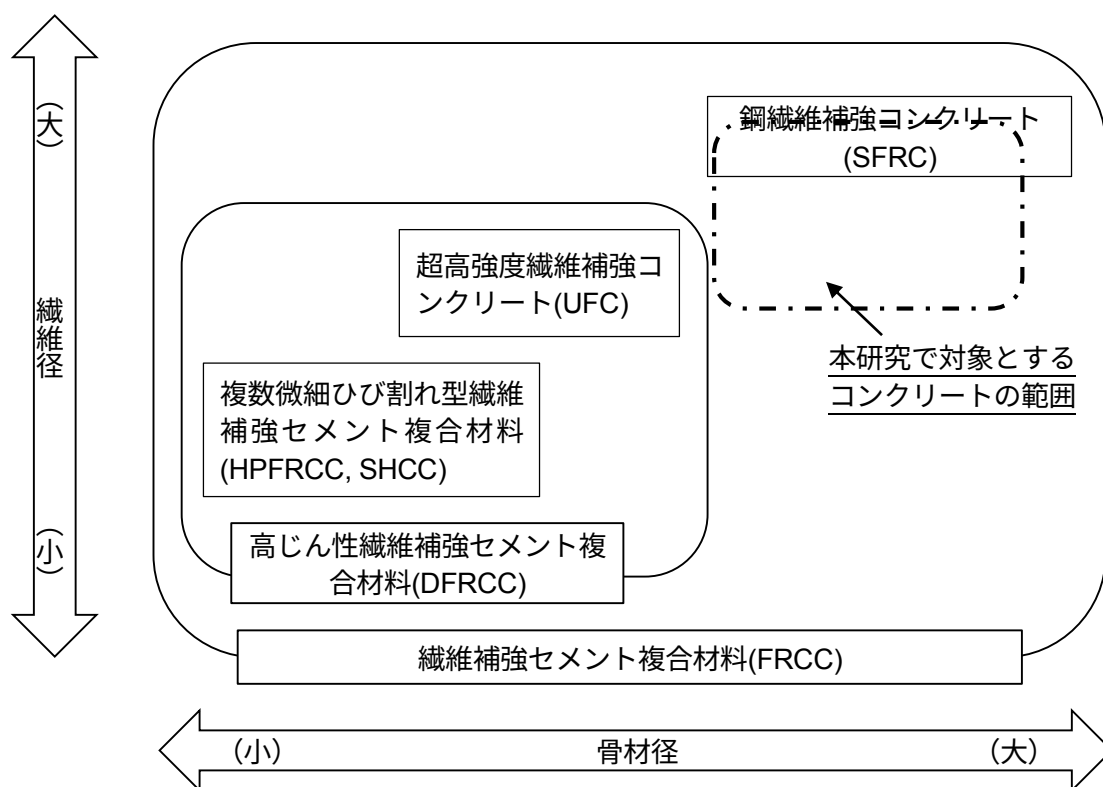


図-1.2 骨材径および繊維径を軸とした繊維補強セメント複合材料の分類¹⁹⁾

- ✓ フレッシュコンクリートの流動性に与える短繊維の影響
- ✓ コンクリートの強度域と短繊維の補強効果の関係
- ✓ 高強度化に伴う自己収縮の増大，ならびに収縮低減効果のある混和材/剤の使用による力学特性への影響
- ✓ コンクリートマトリクスにひび割れが発生する応力（ひび割れ発生強度）の評価とひび割れ発生強度に与える養生方法の影響

本研究では，これらの課題を解決し，種々の短繊維を用いた高強度繊維補強コンクリートの配合設計方法を提案することを目的とする．これにあたり，まず，流動性や力学特性，収縮特性などの高強度繊維補強コンクリートの材料特性の把握を行う．流動性や力学特性に与える要因について検討し，所定の流動性を得るための配合の設定・調整方法や目標とする力学特性に応じた短繊維の選定および短繊維混入率の設定方法について提案を行う．

1.2 本論文の構成

本論文は，図-1.3 に示すように，全 8 章からなる．

第 1 章「序論」では，研究の背景および目的，ならびに本論文の構成を示した．

第 2 章「短繊維補強コンクリートの配合設計に関する既往の研究」では，短繊維補強コンクリートの配合設計に関わるフレッシュ性状や力学特性，収縮特性に関しての既往の研究についてまとめ，短繊維補強コンクリートの配合設計に関する課題について整理を行う．

第 3 章「高強度繊維補強コンクリートの流動性に与える短繊維および粗骨材量の影響」では，コンクリート補強用として一般に用いられている鋼繊維や PVA 繊維に加えて，UFC で主に使用されている細径で高強度を有する鋼繊維や合成繊維の中で高い力学特性を有するもののひとつであるアラミド繊維を用いた短繊維補強コンクリートを取り上げる．従来の配合設計方法の適用性について確認を行うとともに，水結合材比 25～16%の高強度繊維補強コンクリートの，短繊維の種類および混入率，ならびに粗骨材量の変化に伴うフレッシュコンクリートの流動性の変化について調べ，所定の流動性を得るための配合調整方法について検討を行う．

第 4 章「高強度繊維補強コンクリートの力学特性に与える種々の短繊維の影響」では，鋼繊維，PVA 短繊維およびアラミド短繊維による補強効果について検討する．水結合材比は 25～16%を基本とし，PC 部材に使用される水セメント比 40%程度のコンクリートに対する短繊維の補強効果とも比較することで，各強度域のコンクリートに対する種々の短繊維の補強効果に影響を与える要因について考察を行う．

第5章「高強度繊維補強コンクリートの収縮特性と収縮低減材料が力学特性に与える影響」では、鋼繊維、PVA 短繊維およびアラミド短繊維を用いた高強度繊維補強コンクリートの乾燥収縮および自己収縮について検討する。種々の短繊維を用いた高強度繊維補強コンクリートの収縮特性を把握するとともに、収縮低減剤および膨張材による収縮低減効果と力学特性への影響について評価を行う。

第6章「高強度繊維補強コンクリートのひび割れ発生強度に与える養生方法の影響」では、短繊維補強コンクリートの材料特性値のひとつと考えられるひび割れ発生強度を適切に評価するための、供試体の養生条件に関して検討する。力学特性に与える養生方法の影響について調べ、第3章で実施した標準水中養生による評価との差異について考察を行う。

第7章「高強度繊維補強コンクリートの配合設計フローの提案」では、各章で得られた知見を基に、高強度繊維補強コンクリートの配合設計フローについて提案を行う。

第8章「結論」では、本研究で得られた結論を総括し、短繊維補強コンクリートに関するシナリオデザインとして、短繊維補強コンクリートの適用に関する考え方や課題を整理し、本研究のまとめとする。

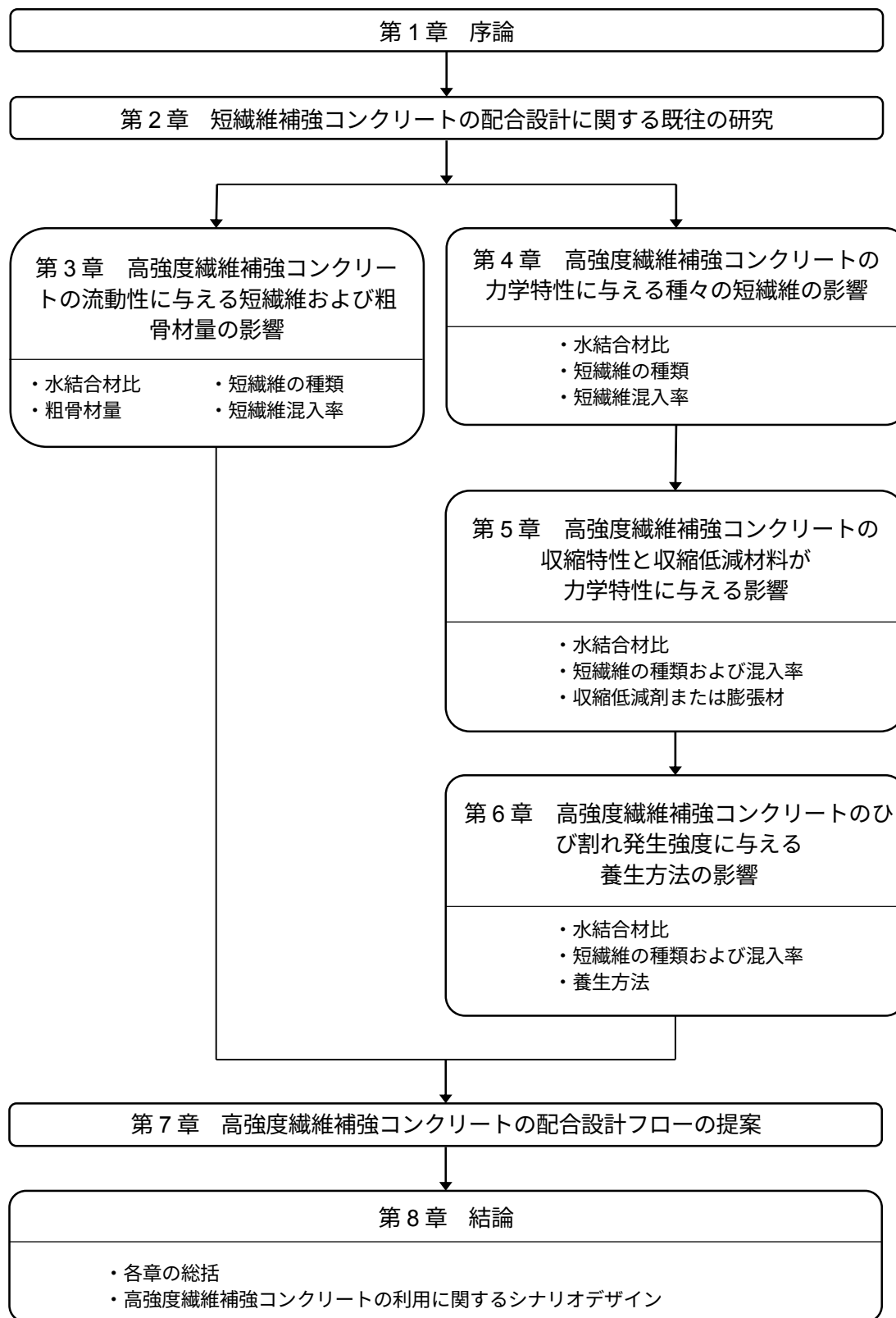


図-1.3 本論文の構成

参考文献

- 1) 宮川豊章：プレストレストコンクリート構造物の維持管理，プレストレストコンクリート，No. 50, Vol. 2, 2008. 3
- 2) 例えば，白石哲，山口健市，麻生修司，金城裕樹：伊良部大橋上部工の施工ー塩害地区における 100 年対応の橋梁を目指してー，第 21 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集，pp. 199-202, 2012. 10
- 3) 例えば，福永靖雄，石塚純，田中正裕，吉村徹：高炉スラグ微粉末を用いた沖縄自動車道・億首川橋におけるリニューアル工事，コンクリート工学，Vol. 47, No. 2, pp. 53-59, 2009. 2
- 4) 例えば，永元直樹，片健一，浅井洋，春日昭夫：超高強度繊維補強コンクリートを用いた新しいウェブ構造を有する箱桁橋に関する研究，土木学会論文集 E，Vol. 66, No.2, pp. 132-146, 2010. 4
- 5) 例えば，芦塚憲一郎，花田克彦，中積健一，片健一：東九州自動車道（仮称）田久保川橋の設計と施工，橋梁と基礎，Vol. 46, No. 11, pp. 5-10, 2012. 11
- 6) 小林一輔：繊維補強コンクリートー特性と応用ー，オーム社，1981. 6
- 7) 土木学会：鋼繊維補強コンクリート設計施工指針（案），1983. 3
- 8) 鋼材倶楽部：鋼繊維補強コンクリート設計施工マニュアル（道路舗装編），技法堂出版，1992. 9
- 9) 鋼材倶楽部：鋼繊維補強コンクリート設計施工マニュアル（トンネル編），技法堂出版，1995. 8
- 10) 鋼材倶楽部：鋼繊維補強コンクリート設計施工マニュアル（法面保護工編），技法堂出版，1995. 9
- 11) 日本鉄鋼連盟：2002 年改訂鋼繊維補強コンクリート設計施工マニュアルートンネル編ー，技報堂出版，2002. 11
- 12) 土木学会：超高強度繊維補強コンクリートの設計・施工指針（案），2004. 9
- 13) 土木学会：複数微細ひび割れ型繊維補強セメント複合材料設計・施工指針（案），2007. 3
- 14) 国枝稔：土木構造物への適用例ー短繊維の変遷を踏まえてー，コンクリート工学，Vol. 50, No. 5, pp. 451-456, 2012. 5
- 15) 国枝稔，志水康祐，江口輝行，上田尚史，中村光：超高強度ひずみ硬化型モルタルの基礎物性と補修材料としての利用法，土木学会論文集 E2，Vol. 67, No. 4, pp. 508-521, 2011.
- 16) 六郷恵哲：高性能な繊維補強コンクリートの開発と将来展望，コンクリート工学，Vol. 50, No. 5, pp. 404-409, 2012. 5
- 17) 日本コンクリート工学協会：高強度・高靱性コンクリート利用研究委員会報告書，2009. 3
- 18) 日本コンクリート工学協会：高靱性セメント複合材料を知る・作る・使う，2002. 1
- 19) 日本コンクリート工学会：繊維補強セメント系複合材料の新しい利用法委員会報告書，2012. 9

第2章 短繊維補強コンクリートの配合設計に関する既往の研究

2.1 短繊維補強コンクリートの配合設計の条件

短繊維補強コンクリートの配合設計は、一般のコンクリートの場合と同様に、その使用条件から求められる要求性能に対して短繊維補強コンクリートの目標性能を定め、それを満足するような材料および配合を選ぶことである。目標性能として配合設計において考慮すべき短繊維補強コンクリートの材料特性としては、主としてワーカビリティ、力学特性、耐久性の3項目が挙げられる。これも一般のコンクリート¹⁾と同様である。

これら3項目のうち、短繊維補強コンクリートの耐久性は一般のコンクリートに比べて高いというのが一般的な見解である。鋼繊維補強コンクリートの凍結融解抵抗性は一般のコンクリートに比べて優れている²⁾とされている。PVA 繊維やアラミド繊維を用いた短繊維補強コンクリートの凍結融解抵抗性は、鋼繊維補強コンクリートほどではないものの、プレーンコンクリートに対して改善がみられることが報告されている³⁾。いずれも、凍結融解によるひび割れの進展を短繊維が拘束することによるものと説明されている。

コンクリート構造物の劣化の大きな原因の一つである塩害や中性化等による鉄筋の腐食については、第1章で述べたように短繊維補強コンクリートを使用すること自体が鉄筋量そのものの低減に繋がる可能性もあるほか、鋼繊維補強コンクリートと鉄筋を併用した場合に、塩害環境にあっても鉄筋の腐食は抑制され、鋼繊維自体も表層部を除いて腐食がみられない例のあることが報告されている⁴⁾。また、短繊維補強コンクリートそのものの物性についても、鋼繊維やPVA 繊維を用いた短繊維補強コンクリートの塩害環境下への12年間の暴露試験の結果、強度やタフネスの低下はほとんど見られないことが報告されている⁵⁾。これは、不連続である鋼繊維の腐食はごく表層にとどまることや、PVA 繊維は塩化物イオンによって腐食しないことによるものである。このように、短繊維補強コンクリートは、一般のコンクリートと同等以上の耐久性を有していると考えられる。高強度コンクリートではより緻密なマトリクスを有し、耐久性の観点からはより有利な条件であると考えられることから、高い強度域を対象とする本研究では、短繊維補強コンクリートの材料特性のうち、主として力学特性とワーカビリティに着目する。

2.2 短繊維補強コンクリートのワーカビリティに関する既往の研究

第1章で述べたように、一般のレディーミクストコンクリート工場やコンクリート製品工場で常備されている材料（特に骨材）を用いた短繊維補強コンクリートについて検討する場合、配合設計の参考となる主な指針類としては「鋼繊維補強コンクリート設計施工指針（案）」²⁾（以下、SFRC 指針と称す）または「鋼繊維補強コンクリート設計施工マニュアル」⁶⁾（以下、マニュアルと称す）が挙げられる。これらSFRC 指針、マニュアルにおいて、コンシステンシーに基づいて配合を求める場合の参考表が示されている。表-2.1 および表-2.2 にSFRC 指針およびマニュアルに示される参考

表-2.1 SFRC 指針に示される鋼繊維補強コンクリートの配合を定める際の参考表²⁾

この表の値は、下記の条件におけるものである。

1) 鋼繊維の形状寸法：0.5×0.5×30 mm.

2) 鋼繊維混入率：1.5 %

3) 細骨材は粗粒率 3.00 のもの、粗骨材は碎石を使用し、良質の減水材を用いる。

4) 水セメント比：50%，スランプ：約 8 cm.

粗骨材の最大寸法 $G_{max}(mm)$	AE コンクリート (空気量 5%)		AE 剤を用いないコンクリート		
	細骨材率 $s/a(\%)$	単位水量 $W(kg/m^3)$	エントラップドエア (%)	細骨材率 $s/a(\%)$	単位水量 $W(kg/m^3)$
10	68	214	3.0	70	225
15	65	208	2.8	68	221
20	60	200	2.5	63	215
25	55	191	2.1	58	208

上記の条件が異なる場合に対する補正

条 件 の 変 化	細 骨 材 率 (%)		単位水量 (kg/m^3)
鋼繊維混入率 0.5% の増減に対して	$G_{max} : 10, 15 mm$	±10	±10
	$G_{max} : 20 mm$	± 8	
	$G_{max} : 25 mm$	± 5	
水セメント比 0.05 の増減に対して	± 1		±2.5
細骨材の FM 0.1 の増減に対して	± 0.5		補正しない
スランプ 1 cm の増減に対して	補正しない		± 3
空気量 1% の増減に対して	± 1		± 6
鋼繊維のアスペクト比 10 の増減 に対して ^{注 1)}	± 3		±10

注 1) この表は鋼繊維の断面寸法が 0.3~0.6 mm の範囲の場合のみ適用される。

表を示す。表中の数字がそれぞれの表で若干異なるが、これは、基準となる条件のうち鋼繊維の混入率ならびにスランプの値が異なるためである。鋼繊維混入率およびスランプによる補正値を考慮すると、ほぼ同様の内容が示されていることがわかる。これらの値は小林・岡村の研究⁷⁾によってまとめられたものであり、鋼繊維補強コンクリートで所定のスランプを得るためには、単位水量が相対的に多くなり、細骨材率を大きく（単位粗骨材量を少なく）する必要があることがわかる。

一般のコンクリートと異なる点としては、所定のスランプを得るための単位水量の値が、水セメント比が小さくなるほど小さくなることである。これは、水セメント比が小さくなるほどマトリクス中のセメント量が多くなり、鋼繊維がマトリクスの流動を拘束する度合いが低くなるため⁸⁾と考えられている。また、図-2.1 に示すように、マニュアルには鋼繊維の径および長さが大きい場合の補正値も示されている。これによると、鋼繊維の混入率に対する細骨材率および単位水量の補正

表-2.2 マニュアルに示される鋼繊維補強コンクリートの配合を定める際の参考表⁶⁾

この値は、下記の条件におけるものである。

- 1) SF の形状寸法：0.5 × 0.5 × 30 mm
- 2) SF の混入率：1.0%
- 3) 細骨材は粗粒率 3.00 のもの、粗骨材は碎石を使用し、良質の減水剤を用いる。
- 4) 水セメント比：50%，スランプ：約 12 cm

粗骨材の最大 寸法 G_{\max} (mm)	AE コンクリート (空気量 5%)		AE 剤を用いないコンクリート		
	細骨材率 S/a (%)	単位水量 W (kg/m ³)	エントラップ ドエア (%)	細骨材率 S/a (%)	単位水量 W (kg/m ³)
10	58	216	3.0	60	227
15	55	210	2.8	58	223
20	52	202	2.5	55	217
25	50	193	2.1	53	210

上記の条件が異なる場合に対する補正

条 件 の 変 化	細骨材率 (%)		単位水量 (kg/m ³)
SF 混入率 0.5%の増減に対して	G_{\max} : 10, 15 mm	±10	±10
	G_{\max} : 20 mm	±8	
	G_{\max} : 25 mm	±5	
水セメント比 0.05 の増減に対して	±1		±2.5
細骨材の FM 0.1 の増減に対して	±0.5		補正しない
スランプ 1 cm の増減に対して	補正しない		±3
空気量 1%の増減に対して	±1		±6
SF のアスペクト比 10 の増減に対して	±3		±10

注) この表は SF の断面寸法が 0.3~0.6 mm の範囲の場合のみ適用される。

値は表-2.1~2.2 に示された値よりも若干小さくなっている。

これらは水セメント比 40~60%の範囲のデータを基にしており、大部分は水セメント比 50%程度である。低水セメント比のコンクリートについての検討としては、例えば、栗田ら⁹⁾は両端フック付きの鋼繊維（繊維径 0.6 mm，繊維長 30 mm）を用いた、水セメント比 40%の増粘剤系高流動鋼繊維補強コンクリートのフレッシュ性状について検討している。粗骨材の最大寸法は 15 mm である。検討の結果、鋼繊維混入率が 0.5 vol.%増加するとスランプフローは 5 cm 程度減少すること、単位粗骨材絶対容積(V_G)が 0.050 m³/m³増加するとスランプフローも 5 cm 程度増加すること、鋼繊維混入率毎にスランプフロー一定の条件下で材料分離抵抗性を確保できる V_G の上限が存在し、それぞれ、鋼繊維混入率 0.50 vol.%の場合 0.275 m³/m³，鋼繊維混入率 0.75 vol.%の場合 0.250 m³/m³，鋼繊維混入率 1.00 vol.%の場合 0.200 m³/m³ 程度であることなどを報告している。上原らは鋼繊維を混入した水セメント比 40~35%程度の高流動コンクリートの検討を行っている。繊維径の異なる鋼繊維を用いた実験¹⁰⁾の結果から、コンクリート中に含まれる鋼繊維の総表面積が流動性に影響を与えることを報告しており、混入する鋼繊維の総表面積と等しい表面積分の粗骨材を置換することで流動性を保持する手法を提案している¹¹⁾。ここで、同一の繊維径であれば短繊維の表面積は繊維長の影響をほとんど受けない。すなわち短繊維のアスペクト比の影響はほとんど受けないが、表-2.1~2.2 によれば短繊維のアスペクト比により配合を修正する必要がある。したがって、短繊維がコンクリートの流動性に与える影響について短繊維の表面積のみで評価することが妥当であるかどうかについては、検討の余地があると考えられる。より低水セメント比の領域としては、建築分野では設計基準強度が 150 N/mm² を超える高強度コンクリートへの鋼繊維や火災時の爆裂防止用ポリプロピレ

下図は下記条件におけるものである。

- (1) 鋼繊維の形状寸法： $\phi 0.7 \sim 0.8 \text{ mm} \times 50 \sim 60 \text{ mm}$
- (2) 鋼繊維の混入率：0.5 ～ 1.0% (40 ～ 80 kg/m³)
- (3) 各地区の生コンクリート製造会社の実績配合を基に混入率に応じて参考図より求められた数値分だけ s/a および単位水量を増加させる。
- (4) スランプの範囲：2.5 cm 以上

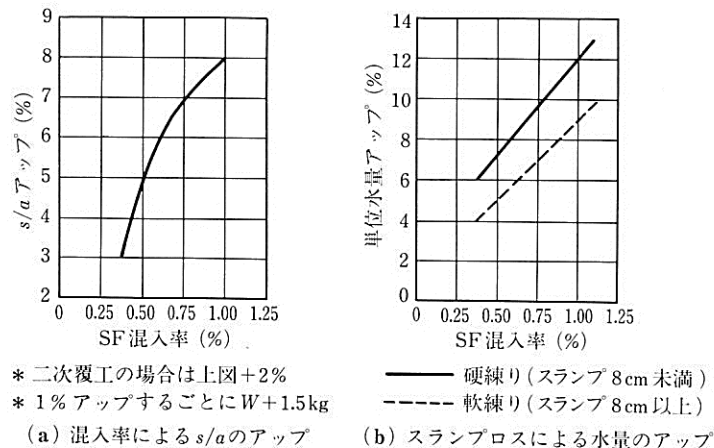


図-2.1 マニュアルに示される鋼繊維補強コンクリートの配合を定める際の参考表⁶⁾
(鋼繊維の径および長さが大きい場合)

ン繊維の適用に関する検討^{12), 13)}もなされている。井戸ら¹³⁾は水結合材比 13%で粗骨材最大寸法が 20 mm のコンクリートに対して、繊維径 0.6 mm 程度、繊維長 30 mm の鋼繊維および繊維径 0.16 mm で繊維長 13 mm と細径で粗骨材最大寸法以下の繊維長となる細径鋼繊維について検討している。コンクリートの流動性に与える影響については、繊維径 0.6 mm 程度の鋼繊維は所定のスランプフローが得られたが、細径鋼繊維はスランプフローが目標値を下回り、良好なフレッシュ性状が得られなかったとしている。

PVA 繊維およびアラミド繊維を用いた短繊維補強コンクリートに関しては、これを用いた部材の耐荷性能に関する研究^{例えば, 14), 15)}は多く見られるものの、ワーカビリティに関する研究は少ない。アラミド繊維を用いた短繊維補強コンクリートのワーカビリティについてはほとんど検討されていないのが現状である。PVA 繊維については、佐野ら¹⁶⁾は水セメント比が 40～60%で繊維径が 0.75 mm の PVA 繊維補強コンクリートのスランプに与える細骨材率や短繊維混入率の影響について検討しており、粗骨材の最大寸法が 15 mm の場合において、繊維長 10 mm の増減または短繊維混入率 0.5 vol.%の増減に対して細骨材率を約 4%増減する必要があるとしている。短繊維混入率の変化に対する細骨材率の調整量は、表-2.3 に示される鋼繊維の場合と同程度である。ただし、短繊維の形状寸法の条件は、繊維径は同程度であるが繊維長は図-2.1 の条件に比べて短い。住ら¹⁷⁾は混和材としてフライアッシュを用いた水結合材比 40%のコンクリートに対する PVA 繊維の影響について検討している。用いた PVA 繊維は細径 (繊維径 200 μm)、中径 (繊維径 400 μm)、太径 (繊維径 660 μm) の 3 種類である。フレッシュ性状への影響として、短繊維混入率の増加に伴いスランプおよび

空気量が低下し、その傾向は細径繊維ほど大きいと報告している。

このように、それぞれ限定された短繊維の種類や配合の範囲ではフレッシュコンクリートの流動性に関する検討は行われているものの、鋼繊維や合成繊維を含めた種々の短繊維がフレッシュコンクリートの流動性に与える影響についての検討は十分とはいえない。

2.3 短繊維補強コンクリートの力学特性に関する既往の研究

2.3.1 短繊維補強コンクリートの力学特性の評価方法

短繊維補強コンクリートの力学特性の評価試験としては土木学会規準として、「JSCE-G-551 鋼繊維補強コンクリートの圧縮強度および圧縮タフネス試験方法（案）」、「JSCE-G-552 鋼繊維補強コンクリートの曲げ強度および曲げタフネス試験方法（案）」、「JSCE-G553 鋼繊維補強コンクリートのせん断強度試験方法（案）」が定められており、JCI 規準として「JCI-S-002 切欠きはりを有いた繊維補強コンクリートの荷重-変位試験方法」および「JCI-S-003 繊維補強セメント複合材料の曲げモーメント-曲率曲線試験方法」が定められている。土木学会「複数微細ひび割れ型繊維補強セメント複合材料設計・施工指針（案）」¹⁸⁾では直接引張試験方法が定められているが、これと先述の JCI-S-003 はひずみ硬化特性を示す材料の評価に用いられる試験であり、通常はひずみ軟化型の材料である短繊維補強コンクリートの力学特性評価には用いられない。

SFRC 指針およびマニュアルでは、鋼繊維補強コンクリートの特性値として圧縮強度、曲げ強度および曲げじん性係数が用いられている。ここで曲げじん性係数とは「鋼繊維補強コンクリートの曲げ強度および曲げタフネス試験方法（案）」に定義されている係数であり、本試験で測定された荷重-たわみ曲線をもとに、たわみがスパンの 1/150 となるまでの曲線下の面積から次の式を用いて算出される値である。

$$\bar{f}_b = \frac{T_b}{\delta_{tb}} \cdot \frac{l}{bh^2} \quad (1)$$

ここで、 \bar{f}_b : 曲げじん性係数 (N/mm²)

T_b : δ_{tb} までの面積 (N・mm)

δ_{tb} : スパンの 1/150 のたわみ (mm)

l : スパン (mm)

b : 破壊断面の幅 (mm)

h : 破壊断面の高さ (mm)

SFRC 指針の発刊の後、1990 年代になると、鋼繊維補強コンクリートのひび割れ後の軟化特性を部材の力学性能に取り込むような研究が進められ、1999 年に土木学会より「鋼繊維補強鉄筋コンクリート柱部材の設計指針（案）」¹⁹⁾が発刊された。本指針案では、繊維長 30mm の鋼繊維を 1.0% 混入した鋼繊維補強コンクリートの実験結果をベースとした引張軟化曲線のモデルが提示された。提

示されたモデルは繊維径 0.6 mm, 繊維長 30 mm, 短繊維混入率 0.5~1.5 vol.%の鋼繊維補強コンクリートの実験結果をベースとしている。鋼繊維の種類や混入率が異なる場合には曲げタフネス試験から推定する必要がある、その方法も示されていた。しかし、これは単調減少する直線でモデル化できる引張軟化特性を持つ材料にしか適用できず、また、曲げタフネス試験ではひび割れ位置や本数が固定されないことから、引張軟化曲線を定める試験方法として十分に適していないと考えられていた²⁰⁾。日本コンクリート工学協会「コンクリートの破壊特性の試験方法に関する調査研究委員会」ではコンクリートの引張軟化曲線を求める具体的な試験方法として、切欠きはりを用いた3点曲げ載荷試験方法を規定した。この試験方法のうち短繊維補強コンクリート向けの試験方法が先述の JCI-S-002 である。本試験では荷重および導入した切欠きにおけるひび割れ肩口開口変位(CMOD: Crack Mouth Opening Displacement)を計測し、荷重-CMOD 曲線下の面積より破壊エネルギーが算出できる。また、得られた荷重-CMOD 関係から逆解析によって引張軟化曲線を算出する方法が規定されている。

土木学会「超高強度繊維補強コンクリートの設計・施工指針(案)」²¹⁾(以下、UFC 指針と称す)では、力学特性として圧縮強度や静弾性係数のほかに引張軟化曲線も示されており、引張軟化曲線においてある一定のひび割れ幅まで保持できる応力を引張強度としている。また、UFC 指針では“線形弾性の仮定が成り立たなくなる際の応力”としてひび割れ発生強度を定義しており、ひび割れ発生強度は割裂引張強度試験において供試体端面にひずみゲージを貼り、計測されたひずみの変化が不連続になった点をひび割れ発生強度として評価することとしている。短繊維による補強効果は主としてひび割れ発生以降に発揮されるが、UFC 指針では使用状態におけるひび割れの発生を許容していない。したがって、UFC 指針に準じたひび割れの発生を許容しない設計思想とする場合、ひび割れ発生強度は短繊維補強コンクリートの材料特性として重要であると考えられる。

なお、短繊維補強コンクリートの割裂引張強度試験では、ひび割れ発生以降も短繊維の架橋によって供試体が繋ぎ止められるため、測定される最大荷重のみからでは引張強度の評価はできない²²⁾。

2.3.2 短繊維補強コンクリートの力学特性に関する既往の研究

SFRC 指針では、鋼繊維補強コンクリートの圧縮強度について、図-2.2 のように水セメント比 40~70%の範囲において鋼繊維混入率の影響はほとんど受けないことが示されており、圧縮強度に関しては一般のコンクリートと同様の方法で配合を定めることが可能であるとしている。

SFRC 指針において、曲げ強度およびせん断強度については図-2.3 および図-2.4 に示すように、曲げ強度およびせん断強度は水セメント比の影響も受けるが、主に鋼繊維混入率の影響が卓越するとしている。ただし、曲げ強度は鋼繊維混入率が大きくなると水セメント比の影響が小さくなっているのに対して、せん断強度は鋼繊維混入率が大きいほど水セメント比の影響が大きくなり、水セメント比が小さいほど繊維による補強効果が大きい²³⁾。また、曲げ強度は図-2.5 のように、鋼繊維長さが粗骨材最大寸法のほぼ2倍のときに最大強度となることが示されている。これは鋼繊維の分散状態等が使用する鋼繊維もしくは使用骨材の寸法によって変化するためと説明されている。さら

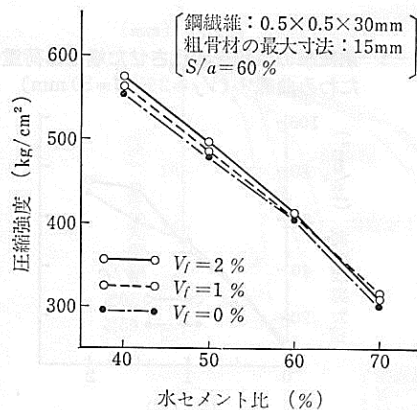


図-2.2 鋼繊維補強コンクリートの圧縮強度と水セメント比の関係²⁾

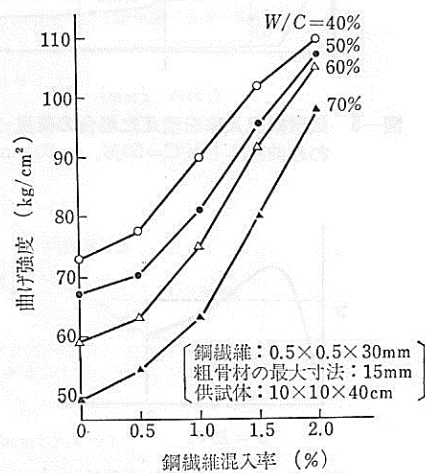


図-2.3 鋼繊維補強コンクリートの曲げ強度と鋼繊維混入率の関係²⁾

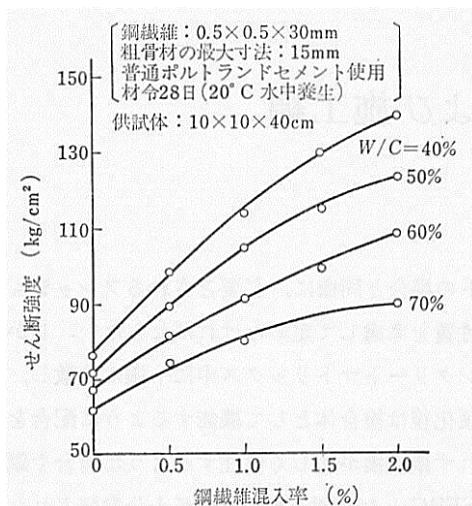


図-2.4 鋼繊維補強コンクリートのせん断強度と鋼繊維混入率の関係²⁾

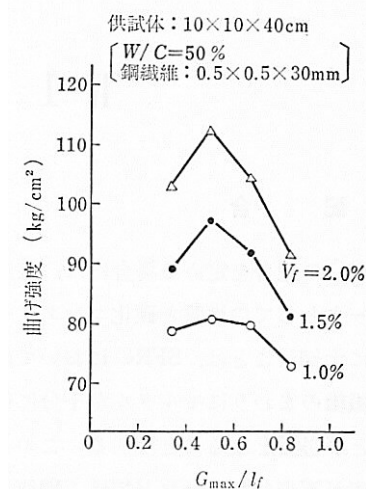


図-2.5 鋼繊維補強コンクリートの曲げ強度と、粗骨材最大寸法と繊維長の比との関係²⁾

に、曲げ強度試験においては、図-2.6 に示すように、鋼繊維混入率が増加すると最大荷重だけでなく最大荷重以降の荷重低下も小さくなり²⁴⁾、曲げじん性係数が大きくなる。SFRC 指針では、図-2.7 に示すように、曲げじん性係数に与える水セメント比の影響は小さいとしているが、示されているのは水セメント比 50%および 65%のデータである。また、曲げ強度に影響を与える要因として、繊維の混入率と繊維の長さとの比（アスペクト比）の積によって強度増加率がほぼ一義的に決まるとする報告もなされており、図-2.8 が示されている²⁵⁾。

高強度域のコンクリートに対する鋼繊維の影響について、牛田ら¹⁰⁾は水セメント比 35%の高強度

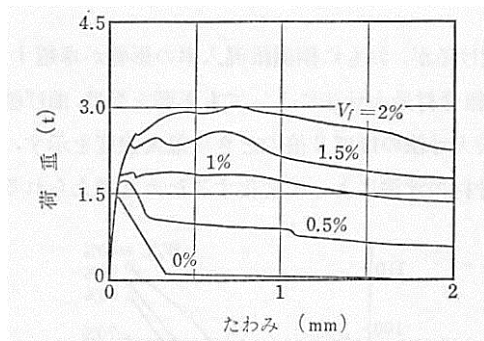


図-2.6 鋼繊維補強コンクリートの荷重—たわみ曲線と鋼繊維混入率の関係²⁾

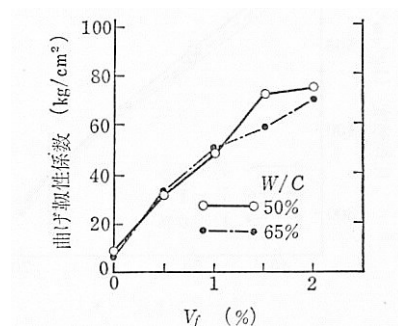


図-2.7 鋼繊維補強コンクリートの曲げじん性係数と鋼繊維混入率の関係²⁾

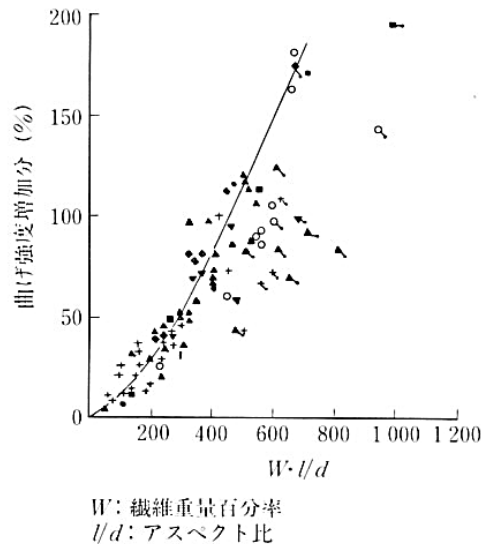


図-2.8 鋼繊維の混入率とアスペクト比が曲げ強度に与える影響²⁵⁾

コンクリートに対して、寸法（繊維径 0.4～0.6 mm，繊維長 30 mm）は同程度で、フック付きや波型など、形状の異なる鋼繊維の影響について検討している．圧縮強度については繊維量の影響は小さいが、繊維量を著しく増加させ、スランプが低下した場合には締固めが困難になることにより圧縮強度が低下する傾向にあること、繊維の形状が圧縮強度に与える影響はほとんどないこと、繊維の形状は曲げ変形性能に与える影響が大きく、図-2.9 に示すように、インデント加工やフック付きの鋼繊維の補強効果が大きいことなどを報告している．

UFC に用いられるような細径鋼繊維の、粗骨材を含むコンクリートへの適用性について、井戸ら¹³⁾は水結合材比 13%のコンクリートについて検討している．ここで用いられている細径鋼繊維はその繊維長が 13 mm であり粗骨材最大寸法 (20mm) 以下であるが、図-2.10 に示すように、コンクリート用として一般的な繊維径 0.6 mm 程度の鋼繊維よりも曲げ補強効果が大きいことが示されてい

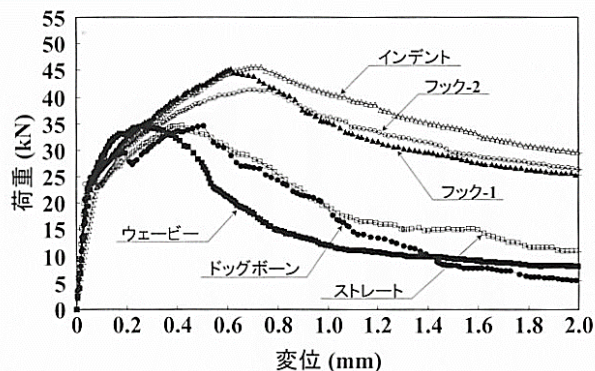


図-2.9 鋼繊維補強コンクリートの荷重－たわみ曲線に与える鋼繊維の形状の影響¹⁰⁾

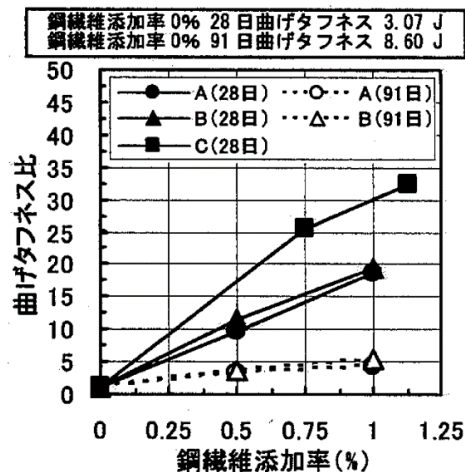


図-2.10 曲げタフネス比と鋼繊維混入率の関係¹³⁾ (水結合材比 13%)

る。図中の凡例の A および B は共に繊維径 0.6 mm 程度、繊維長 30 mm の鋼繊維、C は繊維径 0.16 mm、繊維長 13 mm の細径鋼繊維である。曲げタフネスは式(1)における T_b であり、曲げタフネス比とは鋼繊維を混入しない場合に対する比の値である。ここでは破断面の観察からいずれの鋼繊維も引抜きによるものが多く、径が小さく本数の多いほうが繊維の単位体積当たりの付着面積が大きくなり、引抜きに対する抵抗性が増して曲げタフネスが増加したと考察されている。

このように高強度コンクリートに対する鋼繊維の効果についてはマトリクスが限定的であることが多く、水結合材比の影響が必ずしも明らかでないといえる。

PVA 短繊維を用いた短繊維補強コンクリートについては、前述のとおり、部材の耐荷性能に関する検討は比較的多いものの、それに対して、材料特性に関する検討は少ない。圧縮強度に関しては、住ら¹⁷⁾は圧縮強度に与える PVA 繊維の繊維径や混入率の影響はみられないとする一方で、三上ら¹⁴⁾は軽量コンクリートに PVA 繊維を使用する場合、PVA 繊維を使用しないコンクリートに比べて強度が小さくなり、水セメント比を小さく設定する必要があるとしている。曲げ強度や曲げじん性についても、特定のマトリクスについて短繊維混入率の増大とともに大きくなることを報告しているもの^{16), 17)}が多く、水セメント比や水結合材比の影響については明らかになっているとは言い難い。

アラミド繊維はその高い力学特性から、古くから補強用繊維として着目されていたが、繊維径が非常に小さく、粒径の細かい細骨材を用いたセメント複合材料としての検討²⁶⁾がなされていた。また、アラミド繊維は炭素繊維や鋼繊維に比べ、セメントペーストとの付着強度が非常に小さいことなども指摘されていた²⁷⁾。

樹脂により集束する技術が開発され、比較的径の大きいアラミド短繊維に加工することができるようになった後は、コンクリートへの適用も検討されている。例えば、水セメント比 45% の RC 部材のひび割れ幅抑制効果についての検討²⁸⁾がされており、アラミド繊維は鋼繊維に比べ若干ひび割

れ幅の抑制効果が小さいことなどが示されている。また、粗骨材を用いたコンクリートではないが、アラミド繊維はその高い力学特性から、UFC に用いる短繊維としての検討も進められており、鋼繊維と同等の力学特性が得られることが示されている^{29), 30)}。

また、高い強度・弾性率を示す繊維としてアラミド繊維のほかには PBO (Poly P-phenylene Benzobisoxazole) 繊維などがあり、集束加工を施した PBO 繊維を用いた UFC の力学特性について検討された例³¹⁾がある。

短繊維補強コンクリートの破壊パラメータや引張軟化特性に関して、大岡ら³²⁾は鋼繊維および PVA 繊維を用いた設計基準強度 30~100 N/mm²の短繊維補強コンクリートの破壊エネルギーなどを報告しており、強度が高いほど繊維とマトリクスの付着強度が大きくなり破壊エネルギーが大きくなるとしているが、繊維の種類の影響については述べられていない。栗原ら³³⁾はアラミド繊維、PVA 繊維および鋼繊維を用いた水セメント比 28%の高強度繊維補強コンクリートの引張軟化曲線を推定し、曲げ破壊性状について検討している。それぞれの短繊維の形状寸法について、アラミド繊維は $\phi 0.4 \times 30$ mm, PVA 繊維は $\phi 0.38 \times 30$ mm, 鋼繊維は $\phi 0.6 \times 30$ mm である。短繊維混入率 2%で比較すると、PVA 繊維、鋼繊維、アラミド繊維の順で曲げじん性が大きくなったとしているが、鋼繊維を除いてマトリクスに粗骨材を含まないモルタルとしており、粗骨材の影響が不明である。

以上のように、PVA 繊維やアラミド繊維を用いた短繊維補強コンクリートの検討はなされてはいるものの、構造部材の耐荷性能に関する検討や粗骨材を用いないマトリクスへの検討が多く、粗骨材を使用し、また、水セメント比や水結合材比が小さく高い強度域まで含めた短繊維補強コンクリートに関して、これらの合成繊維が材料としての強度特性に与える影響について検討した例は非常に少ないのが実情である。

2.4 短繊維補強コンクリートの収縮特性に関する既往の研究

短繊維補強コンクリートの収縮特性に関して、乾燥収縮に与える鋼繊維の影響については、低減されたとした報告³⁴⁾や、ほとんど影響を与えないとする報告³⁵⁾がなされている。また、鋼繊維とアラミド繊維の比較を比較し、ともに乾燥収縮ひずみを低減するが鋼繊維に比べてアラミド繊維のほうが乾燥収縮ひずみが小さくなるとする報告³⁶⁾もなされている。

高強度コンクリートでは自己収縮が大きくなり、ひび割れ発生も懸念される³⁷⁾ため、自己収縮に影響を与える要因の検討や、自己収縮を低減するための対策も検討する必要がある。短繊維を用いない高強度コンクリートに対する収縮低減材料の効果については多くの検討がなされている³⁸⁾。膨張材や収縮低減剤などの収縮低減材料を用いることで高強度コンクリートの自己収縮の低減に効果があるが、圧縮強度は収縮低減材料を用いない場合に対して 5~20%程度低下することなどが報告されている。短繊維補強コンクリートとした場合の自己収縮に対しては、粗骨材を用いない UFC ではあるが、PVA 繊維を用いた UFC に対する収縮低減剤の効果が検討されており、収縮低減剤を用いることで収縮ひずみを低減でき、圧縮強度は 1 割程度低下するものの、破壊力学特性は改善する

ことなどが報告されている³⁹⁾。一方、UFCとは異なり粗骨材を含む高強度繊維補強コンクリートについては、その収縮特性や力学特性に与える収縮低減材料の影響について確認された例は少なく、必ずしも明らかではない。

2.5 本章のまとめ

本章では、一般の工場で常備されている材料（特に骨材）を用いた短繊維補強コンクリートの配合設計に関わる既往の知見についてとりまとめた。高い強度を有する短繊維補強コンクリートやPVA 繊維やアラミド繊維を用いた短繊維補強コンクリートのように、SFRC 指針案で想定されていない配合や材料を使用したものについては、いくつか検討事例はあるものの、個別での検討であるために条件が限定的であり、水セメント比や水結合材比の影響と短繊維の種類や混入率の影響が同時に検討されている例は非常に少ない。また、PVA 繊維やアラミド繊維の適用については、一般的な強度域においても部材としての性能の検討が先行し、流動性や力学特性へ与える短繊維の影響についての検討は十分なされていないといえる。

本研究は一般の工場で容易に使用可能な材料を用いた高強度繊維補強コンクリートの配合設計方法の提案を目的として、高強度繊維補強コンクリートのフレッシュ時の流動性や硬化後の力学特性に与える種々の短繊維や配合の影響を検討するものである。図-2.11 は、既往の研究において検討されている主な短繊維とコンクリートの圧縮強度域について概要を整理したものである。径の太いも

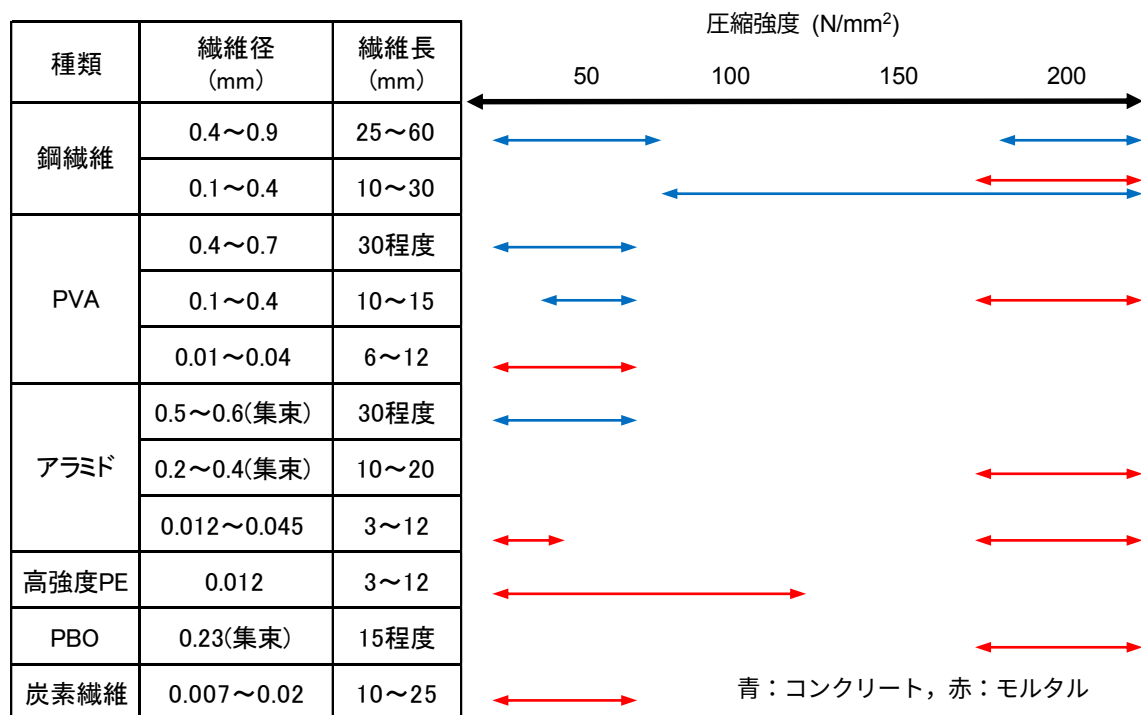


図-2.11 これまでに検討されている主な短繊維の種類と圧縮強度域

のはコンクリート，細いものはモルタル系のマトリクスが用いられることが多い。ただし，繊維の長さは任意にカットすればよいが，単繊維の太さは繊維の製造法とも深く関係し，任意に選択できない場合が多い⁴⁰⁾。前述のとおり，単繊維の径が非常に小さい合成繊維では，モルタル系のマトリクスであっても流動性に与える影響が大きいことから，樹脂により集束し，径の大きい短繊維として用いる方法も検討されている。

本研究では，短繊維として鋼繊維，PVA 繊維およびアラミド繊維を取り上げ，鋼繊維は SFRC 指針で使用が想定されている一般的な鋼繊維のほか，UFC で使用されている高強度で細径の鋼繊維も対象とする。したがって，繊維径は第 1 章で図-1.2 で示した範囲であって，骨材径は，一般の工場で常備している骨材を使用することを想定するため，骨材径は通常のコンクリートや従来の短繊維補強コンクリートと同様である。実験では粗骨材の最大寸法は 20 mm に統一した。圧縮強度の範囲としては，図-1.1 で示したように，主として SFRC 指針と超高強度を有する UFC の間を補完することを想定し，水結合材比の範囲としては 25～16%を主とする。なお，細径鋼繊維やアラミド繊維のような一般的な強度域においてもその効果が十分確認されていないものについては，比較として，PC 上部工で多用される水セメント比 40%程度のコンクリートについても確認を行う。また，力学特性に影響を与える要因として収縮低減効果のある混和材料の使用および養生方法について取り上げる。特に養生方法に関しては，短繊維を用いない通常のコンクリートであっても混合セメントを用いる場合などに，引張強度が養生条件の影響を大きく受けることが指摘されており，養生条件などによっては引張強度を適切に低減する必要があるとしている⁴¹⁾。通常のコンクリートでの引張強度は，短繊維補強コンクリートではひび割れ発生強度と対応する。高強度コンクリートではシリカフューム等の混和材を用いることが多く，高強度繊維補強コンクリートのひび割れ発生強度は養生方法の影響を大きく受ける可能性がある。したがって，高強度繊維補強コンクリートに対して，収縮低減効果のある混和材料の収縮低減効果および力学特性への影響や，養生方法が力学特性に与える影響について検討を行い，配合設計において力学特性を設定する際に考慮すべき情報について整理を行う。

参考文献

- 1) 土木学会：2012 年制定コンクリート標準示方書【施工編】，2013.3
- 2) 土木学会：鋼繊維補強コンクリート設計施工指針（案），1983.3
- 3) 岩本勲，嵯峨山剛，眞嶋光保：凍結融解作用を受けた繊維補強コンクリートの力学特性と微視的構造の変化，土木学会論文集，No. 538/V-31, pp. 27-35, 1996.5
- 4) 小林一輔，星野富夫，辻恒平：海洋環境下における鋼繊維補強コンクリートの鉄筋防食効果，土木学会論文集，Vol. 414/V-12, pp. 195-203, 1990.2
- 5) 眞嶋光保，宮川豊章，小林茂広，角田忍：繊維補強コンクリートの海洋暴露試験結果，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 19, No. 1, pp. 1003-1008, 1997.

- 6) 日本鉄鋼連盟：2002 年改訂鋼繊維補強コンクリート設計施工マニュアルトンネル編一，技報堂出版，2002. 11
- 7) 小林一輔，岡村雄樹：所要のコンシステンシーを得るための鋼繊維補強コンクリートの配合設計方法，土木学会論文集報告集，Vol. 293, pp. 111-119, 1980. 4
- 8) 日本建築学会：スチールファイバーコンクリート技術の現状，1984. 3
- 9) 栗田守朗，田中博一：ECL 工法の一次覆工を対象とした高流動鋼繊維補強コンクリートのフレッシュ性状に関する基礎的研究，土木学会論文集，No.767/V-64, pp. 177-184, 2004. 8
- 10) 牛田耕悟，Nasir, S, 上原匠，梅原秀哲：高強度コンクリートの鋼繊維補強に対する繊維形状および混入率の影響，コンクリート工学論文集，Vol.15, No.2, pp. 13-23, 2004.5
- 11) 上原匠，堀田新之介，牛田耕悟，梅原秀哲：高流動繊維補強コンクリートの配合設計に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol. 25, No. 1, 2003.
- 12) 三井健郎，小島正朗，米澤敏男，菅田昌宏，三橋博三：設計基準強度 150～200N/mm² 超高強度繊維補強コンクリートの開発と実建物への適用，日本建築学会技術報告集，第 16 巻，第 32 号，pp.21-26, 2010.2
- 13) 井戸康浩，菊田繁美，梅本宗宏，端直人：鋼繊維補強した超高強度コンクリートの基礎的研究，日本建築学会大会学術講演梗概集（中国），pp. 527-528, 2008. 9
- 14) 三上浩，岸徳光，栗橋祐介，竹本伸一：せん断破壊型軽量コンクリート製 RC 梁の耐衝撃性に及ぼす PVA 短繊維混入率の影響，構造工学論文集，Vol. 52A, pp. 1237-1248, 2006. 3
- 15) 伊藤始，岩波光保，加藤絵万，横田弘：PVA 短繊維を混入した RC フーチングのせん断耐力，コンクリート工学年次論文集，Vol. 28, No. 2, 2006. 7
- 16) 佐野禎，伊藤利治：ビニロン短繊維補強コンクリートに関する研究，土木学会第 51 回年次学術講演会講演概要集，V-260, pp. 520-521, 1996. 9
- 17) 住学，竹内博幸，中出睦，谷垣正治：ビニロン繊維補強コンクリートに関する基礎的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol. 25, No. 1, 2003.
- 18) 土木学会：複数微細ひび割れ型繊維補強セメント複合材料設計・施工指針（案），2007. 3
- 19) 土木学会：鋼繊維補強鉄筋コンクリート柱部材の設計指針（案），1999.7
- 20) 日本コンクリート工学会：繊維補強セメント系複合材料の新しい利用法研究委員会報告書，2012. 9
- 21) 土木学会：超高強度繊維補強コンクリートの設計・施工指針（案），2004. 9
- 22) 趙力采，小林一輔：鋼繊維補強コンクリートの引張強度試験方法について，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 1, pp. 405-408, 1979.
- 23) 峰松敏和，小林一輔，魚本健人：鋼繊維補強コンクリートのせん断特性，第 3 回コンクリート工学年次講演会講演論文集，pp. 193-196, 1981.
- 24) 魚本健人，小林一輔，西村次男：鋼繊維補強コンクリートの曲げタフネス評価方法，生産研究，

Vol. 34, No. 12, 1982. 12

- 25) 眞嶋光保, 幸左賢二, 大野定俊: 繊維補強セメント／コンクリート複合材料, 技法堂出版, 1994. 5
- 26) 秋浜繁幸, 末永龍夫, 山口雅宏, 中川裕章: アラミド繊維補強セメント複合材 (AFRC) の力学特性, コンクリート工学年次講演会論文集, Vol.8, pp.421-424, 1986.
- 27) 五十嵐心一, 川村満紀: 新素材繊維—セメントペースト界面領域の組織と付着強度, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.11, No.1, pp.765-770, 1989.
- 28) 鈴木幸憲, 下村匠, 田中泰司: 繊維補強鉄筋コンクリートはり部材の曲げひび割れ幅, コンクリート工学年次論文集, Vol.28, No.2, pp.1369~1374, 2006.
- 29) 竹山忠臣, 大森慎也, 出井丈也, 内田裕市: アラミド繊維を用いた超高強度繊維補強コンクリートの力学特性, コンクリート工学年次論文集, Vol.32, No.1, 2010. 7
- 30) 川口哲生, 河野克哉, 森香奈子, 田中敏嗣, 川村禎昭: 集束アラミド繊維を混入した超高強度繊維補強コンクリートはりのせん断破壊性状, 土木学会第 67 回年次学術講演会講演概要集, V-220, pp.439-440, 2012. 9
- 31) 森香奈子, 河野克哉, 奥山幸成, 榎本弘: 集束 PBO 繊維を使用した超高強度繊維補強コンクリートの力学特性, コンクリート工学年次論文集, Vol. 34, No. 1, pp. 244-249, 2012. 7
- 32) 大岡督尚, 橘高義典: 繊維補強コンクリートの破壊パラメータに及ぼす材齢の影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.20, No.2, pp.241~246, 1998. 7
- 33) 栗原哲彦, 安藤貴広, 国枝稔, 内田裕市, 六郷恵哲: 多直線近似法による引張軟化曲線の推定と短繊維補強コンクリートの曲げ破壊性状, 土木学会論文集, No. 532/V-30, pp. 119-129, 1996. 2
- 34) 小林一輔, 魚本健人, 峰松敏和: 鋼繊維補強コンクリートの乾燥収縮に関する研究, 第 2 回コンクリート工学年次講演会講演論文集, pp. 209-212, 1980.
- 35) 内田裕市, 矢島秀治, 六郷恵哲: 鋼繊維補強コンクリートの乾燥収縮特性と RC 部材の挙動, コンクリート工学年次論文集, Vol. 26, No. 2, 2004.
- 36) 嵯峨山剛, 小林茂広, 眞嶋光保: 鋼およびアラミド繊維補強コンクリートの乾燥収縮, 土木学会第 48 回年次学術講演会講演概要集, pp. 298-299, 1993. 9
- 37) 日本コンクリート工学会: 自己収縮研究員会報告書, 1996. 11
- 38) 例えば, 上原伸郎, 鈴木康範, 河上浩司, 西本好克: 超高強度コンクリートの自己収縮低減, コンクリート工学年次論文集, Vol. 27, No. 1, pp. 1099-1104, 2005. 7
- 39) 河野克哉, 川口哲生, 森香奈子, 川村禎昭: ポリビニルアルコール系繊維を混入した超高強度繊維補強 RC はりにおける収縮低減剤の添加によるせん断性能の改善, コンクリート工学年次論文集, Vol. 35, No. 2, 2013. 7
- 40) 菊田貴恒, 三橋博三: 繊維補強コンクリートの構成要素と材料の基本的性能, コンクリート工

学, Vol. 50, No. 5, 2012. 5

41) 土木学会：2012 年制定コンクリート標準示方書【設計編】，2013. 3

第3章 高強度繊維補強コンクリートの流動性に与える短繊維および粗骨材量の影響

3.1 本章の目的

第1章および第2章で述べたように、一般のレディーミクストコンクリート工場またはコンクリート製品工場で常備している材料、特に骨材を用いた短繊維補強コンクリートの配合について検討する場合、参考となる指針類は「鋼繊維補強コンクリート設計施工指針（案）」¹⁾および「鋼繊維補強コンクリート設計施工マニュアル」²⁾（以下、これらを区別せず指針類と呼ぶ）であって、これらの適用範囲を外れる短繊維や強度域（水セメント比）のコンクリートを検討する場合の配合設計方法については明らかではない。

そこで本章では、短繊維補強コンクリートの材料特性のうちワーカビリティに着目し、ワーカビリティの中でも特に流動性について検討を行う。コンクリートのワーカビリティは、充填性、圧送性、凝結特性といったもので評価され、充填性は流動性と材料分離抵抗性の相互作用によって得られる性能である。これらの中でも最も基礎的な性質の一つである流動性に着目するものである。

まず、コンクリート補強用として一般に用いられている鋼繊維や PVA 繊維に加えて、UFC で主に使用されている細径で高強度を有する鋼繊維や合成繊維の中で高い力学特性を有するもののひとつであるアラミド繊維も取り上げる。まず、これらの短繊維を用いた短繊維補強コンクリートに関する従来の配合設計方法の適用性について確認を行う。さらに、水結合材比 25～16%の高強度繊維補強コンクリートに関して、短繊維の種類および混入率、ならびに粗骨材量の変化に伴うフレッシュコンクリートの流動性の変化について調べ、所定の流動性を得るための配合調整方法について検討を行う。

3.2 短繊維補強コンクリートの流動性に関する基礎的性質

本節では、高強度繊維補強コンクリートの流動性に関する基礎情報を得ることを目的とし、水セメント比 50～33%または水結合材比が 30～16%の短繊維補強コンクリートの流動性について確認し、指針類の配合設計方法の適用性について検討を行う。水セメント比 50～33%とするシリーズでは、指針類で使用を想定されていない PVA 繊維およびアラミド繊維が流動性に与える影響について確認する。水結合材比 30～16%のコンクリートでは一般的な鋼繊維に加えて UFC で用いられる細径鋼繊維ならびに PVA 繊維やアラミド繊維が、短繊維補強コンクリートの流動性に与える影響を確認する。

3.2.1 PVA 繊維を用いた水セメント比 50～33%の短繊維補強コンクリート

(1) 実験概要

使用材料を表-3.1 に示す。コンクリートの水セメント比は 33%、40%、50%の 3 水準とし、セメントには早強ポルトランドセメントを使用した。粗骨材の最大寸法は 20 mm であり、PVA 繊維は繊維

表-3.1 使用材料

材料	産地，物性，成分	記号
水	水道水	W
セメント	早強ポルトランドセメント(密度 3.13g/cm ³)	C
細骨材	鬼怒川産川砂(表乾密度 2.58g/cm ³ ，吸水率 2.68%)と葛生産砕砂(硬質砂岩，表乾密度 2.64g/cm ³ ，吸水率 0.94%)の等量混合	S
粗骨材	葛生産碎石 2005(硬質砂岩，最大寸法 20mm，表乾密度 2.65g/cm ³ ，吸水率 0.60%)	G
化学 混和剤	高性能 AE 減水剤(ポリカルボン酸系)	SP
	AE 剤	AE
短繊維	PVA 繊維(繊維径 0.66 mm，繊維長 30 mm，引張強度 900 N/mm ² ，弾性係数 23 kN/mm，密度 1.3 g/cm ³)	VF

径 0.66 mm，繊維長 30 mm のコンクリート補強用として一般的なものである．PVA 繊維の外観を写真-1 に示す．

水セメント比 33%，40%，50%に対するスランプは，それぞれ，18 cm，12 cm，10 cm とし，±2cm を目標範囲とした．

単位粗骨材絶対容積(V_G)は，これらの条件で良好なフレッシュ性状が得られるなかで最も大きな値とした．ここで良好なフレッシュ性状とは，材料分離を生じない状態をいう．PVA 繊維を使用しない場合の V_G は，水セメント比 33%，40%，50%の順で，0.360，0.370，0.380 m³/m³ とした．これらの値を基準とし，短繊維混入率（短繊維補強コンクリート 1 m³ 中に占める容積百分率， V_f ）に応じて良好なフレッシュ性状が得られるまで V_G を減じた．



写真-1 PVA 繊維

PVA 繊維を混入しない場合の単位水量は，コンクリート標準示方書³⁾（以下，示方書）に示される標準範囲（155～175 kg/m³）の中心値である 165kg/m³ とし，スランプが目標範囲内となるよう高性能 AE 減水剤の使用量を設定した．PVA 繊維を混入したコンクリートでは，指針類の配合計算方法に基づく単位水量が多い配合で良好なフレッシュ性状が得られることを確認した後，所定の単位水量まで減じ， V_G 一定のもとで高性能 AE 減水剤の使用量の増加により所定のスランプを確保した配合のフレッシュ性状を確認した．ここで，所定の単位水量とは，示方書が定める標準範囲の上限 175 kg/m³ および，JASS 5⁴⁾が定める標準範囲の上限 185 kg/m³ とした．

PVA 繊維の V_f は 0，0.5，1.0，1.5%とした．空気量は AE 剤により 4.5±0.5%に調整した．

コンクリートの製造には，公称容積 100 リットルの強制 2 軸ミキサを使用した．空練りを 10 秒，モルタル練りを 90 秒，コンクリート練りを 90 秒行った後，短繊維を投入し，さらに 60 秒の練混ぜ

を行った。練混ぜ終了後、ただちに、スランプの測定および空気量の測定を行った。スランプの測定は JIS A 1101, 空気量の測定は JIS A 1128 に準じて行った。

(2) 実験結果

図-3.1 に、 V_f を変化させた場合に、所定のスランプを得るために必要となる単位水量と高性能 AE 減水剤の使用量の関係を示す。高性能 AE 減水剤の使用量を一定とした場合の単位水量は、いずれの水セメント比であっても、 V_f が 1.5%までの範囲では、鋼繊維の場合と同様に指針類の配合設計法に準じて 193 kg/m³ まで増やすことで、所定のスランプを得ることが可能であった。したがって、

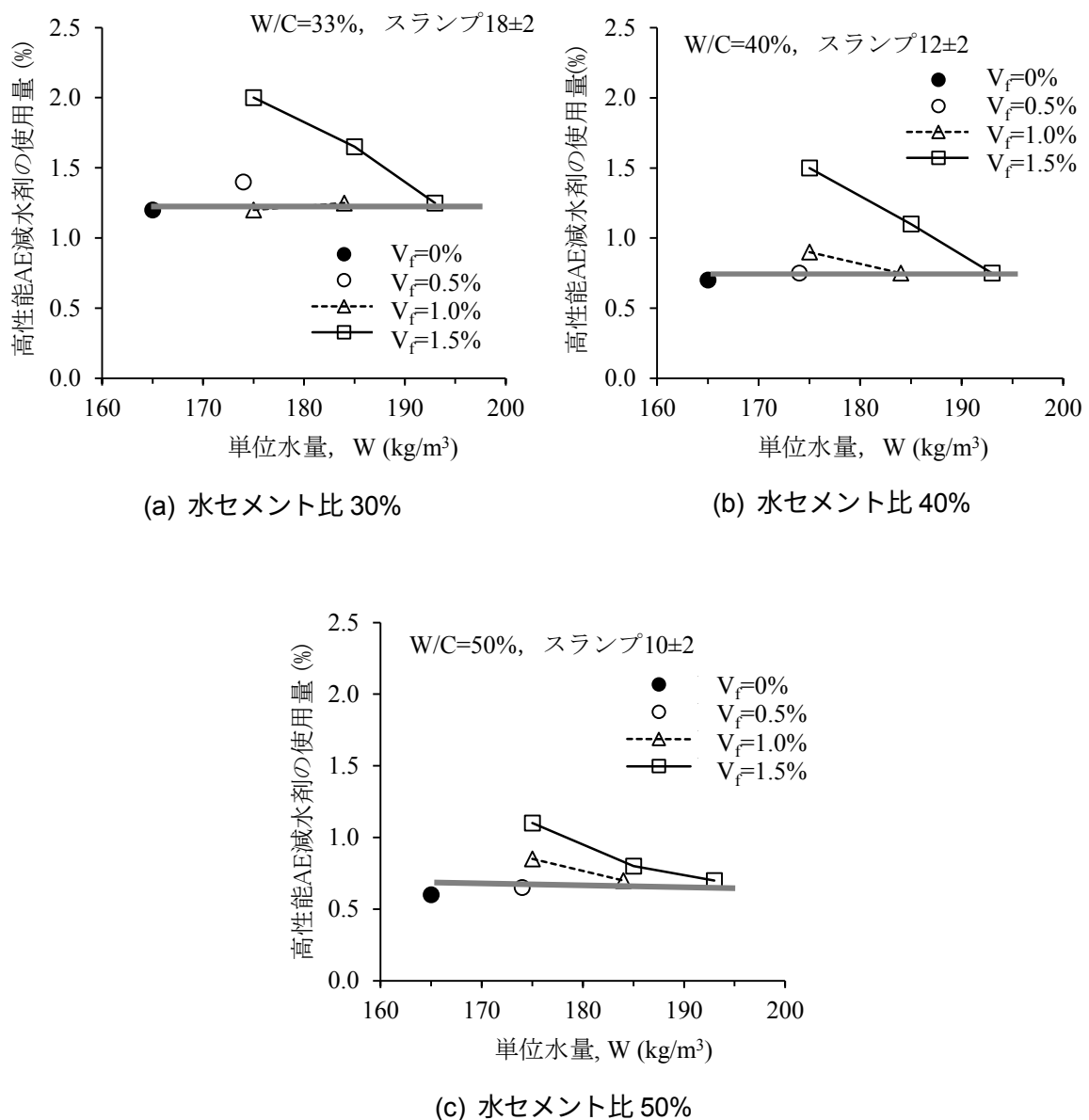


図-3.1 所定のスランプを得るための短繊維混入率、単位水量および高性能 AE 減水剤の使用量の関係

PVA 繊維を使用した場合においても，鋼繊維の場合と同様に V_f を 0.5% 増やすごとに単位水量を 10 kg/m^3 程度増やすことで，ベースコンクリートと同程度のスランプが得られることがわかった．一方，指針案等の配合設計法に従えばこのように単位水量を増加させるが，図に示すように，高性能 AE 減水剤の使用量を増加させることで所定のスランプを確保しつつ単位水量を減じることが可能であった． V_f が 1.5% の場合には単位水量を 193 kg/m^3 から 175 kg/m^3 まで減じると，高性能 AE 減水剤の使用量は最大で 2 倍程度にする必要があったが，この場合にも材料分離等は生じず，フレッシュ性状としては良好な状態であることが確認された．

図-3.2 は， V_f を変化させた場合に，各水セメント比のコンクリートが所定のスランプを確保し，かつ材料分離を生じないための V_G の最大値を示したものである．この図より，水セメント比 50～33% の範囲では，PVA 短繊維の混入率と V_G の関係に与える水セメント比の影響は小さいことがわかる．同程度のスランプを得るために PVA 短繊維の混入によって必要となる V_G の減少量は， V_f の 0.1%（PVA 短繊維 0.001 m^3/m^3 ）の増加に対し，およそ 0.007 m^3/m^3 となり，これは指針類の配合修正方法で得られる値と概ね同程度であった．

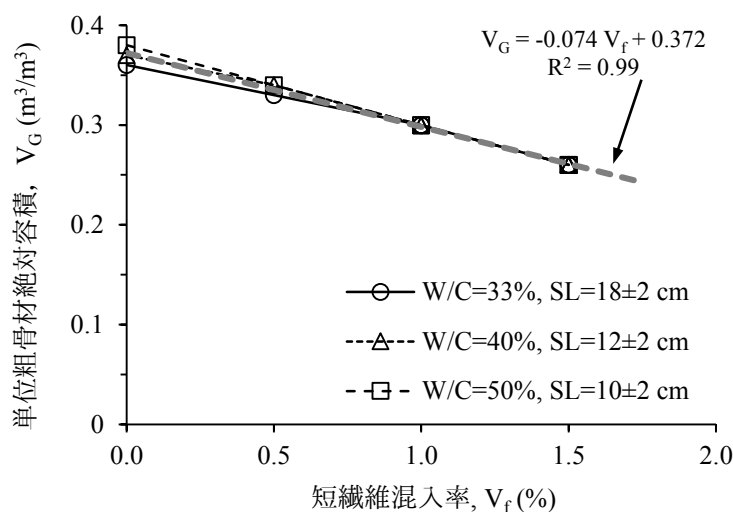


図-3.2 PVA 短繊維の混入に対して良好なフレッシュ性状が得られる単位粗骨材絶対容積の最大値（水セメント比 33～50%）

3.2.2 アラミド繊維を用いた水セメント比 40%の短繊維補強コンクリート

(1) 実験概要

使用材料を表-3.2 に示す．コンクリートの水セメント比は 40%とした．セメントは早強ポルトランドセメントであり，粗骨材は最大寸法 20 mm の硬質砂岩碎石を用いた．アラミド繊維は繊維径

表-3.2 使用材料

材料	産地，物性，成分	記号
水	水道水	W
セメント	早強ポルトランドセメント(密度 3.13g/cm ³)	C
細骨材	千葉県富津産山砂(表乾密度 2.63g/cm ³ ，吸水率 1.87%)と岩瀬産砕砂(硬質砂岩，表乾密度 2.61g/cm ³ ，吸水率 1.68%)を容積比 4:6 で混合	S
粗骨材	岩瀬産碎石 2005(硬質砂岩，最大寸法 20mm，表乾密度 2.64g/cm ³ ，吸水率 0.96%)	G
化学 混和剤	高性能 AE 減水剤(ポリカルボン酸系)	SP
	AE 剤	AE
短繊維	集束アラミド繊維(繊維径 0.5 mm，繊維長 30 mm，引張強度 1716 N/mm ² ，弾性係数 42 kN/mm，密度 1.39 g/cm ³)	AF

0.012 mm のパラ型アラミド繊維（コポリパラフェニレン・3,4' オキシジフェニレン・テレフタラミド）をエポキシ系樹脂により集束し，所定の繊維径としたものである．使用したアラミド繊維のフィラメント自体は引張強度 3410 N/mm²，弾性係数 74 kN/mm² という力学性能を有しているが，集束繊維としての性能は樹脂の影響により表中に示した値となっている．繊維径および繊維長は前項の PVA 繊維と比較的近い値のものとした．アラミド繊維の外観を写真-2 に示す．



写真-2 集束アラミド繊維

短繊維混入率 (V_f) は 0, 0.5, 1.0, 1.5% とし，短繊維を用いない配合では，前項と同様に単位水量を 165 kg/m³，単位粗骨材絶対容積 (V_G) を 0.370 m³/m³ とした（以下，ベースコンクリートと呼ぶ）．短繊維を用いた配合では，前項の結果を参考に単位水量を 175 kg/m³ とし， V_f が 1.5% のときの V_G は 0.260 m³/m³ とした．これは，指針類の配合修正方法により得られる V_G の値と概ね同程度である． V_f が 1.0% および 0.5% の場合には，前項で得られた PVA 繊維の場合よりさらに V_G を減じ，それぞれ，0.260 m³/m³ および 0.300 m³/m³ とした．さらに， $V_f = 1.5\%$ と同じ計量値で短繊維を混入しないプレーンコンクリートも練り混ぜた．これにより， $V_f = 0, 1.0, 1.5\%$ の条件では V_G を一定とし， V_f が流動性に与える影響を確認した．高性能 AE 減水剤の使用量は，前項の PVA 繊維の場合と同程度とした．なお，空気量は AE 剤により $4.5 \pm 0.5\%$ に調整した．

コンクリートの製造には，公称容積 100 リットルの強制 2 軸ミキサを使用した．空練りを 10 秒，モルタル練りを 90 秒，コンクリート練りを 90 秒行った後，短繊維を投入し，さらに 60 秒の練混ぜを行った．練混ぜ終了後，ただちに，スランプの測定および空気量の測定を行った．スランプの測定は JIS A 1101，空気量の測定は JIS A 1128 に準じて行った．

(2) 実験結果

図-3.3 はアラミド繊維の V_f とスランプの関係を示したものである。ベースコンクリートのスランプは 11.0cm であり、前項の結果と同程度であった。本実験では前項の実験と使用している骨材が異なるが、骨材の違いが流動性に与える影響は小さいと判断される。

アラミド繊維を用いた場合には、いずれの V_f においても、アラミド短繊維の混入によりスランプが著しく低下した。 V_f が 0.5% および 1.0% の場合には図-3.4 に示した PVA 繊維を用いた配合ならびに指針類の配合修正方法により計算される値より V_G を減じているが、 $V_f = 1.5\%$ の場合と同程度のスランプであり、ベースコンクリートに比べて大きく低下した。すなわち、アラミド短繊維を用いる場合は、指針案に準じた配合設計方法では所定の流動性が確保できず、さらに V_G を 1 割程度減じてスランプに大きな変化はないことがわかった。単位粗骨材絶対容積を $0.260 \text{ m}^3/\text{m}^3$ まで減じると、アラミド短繊維を混入しない状態ではスランプは 25 cm（スランプフローは 500 mm）であったが、 $V_f = 1.5\%$ ではスランプは 1.5 cm となり、 $V_G = 0.260 \text{ m}^3/\text{m}^3$ の条件を示した図中の破線からも、アラミド短繊維の混入によってスランプが大きく低下することがわかる。

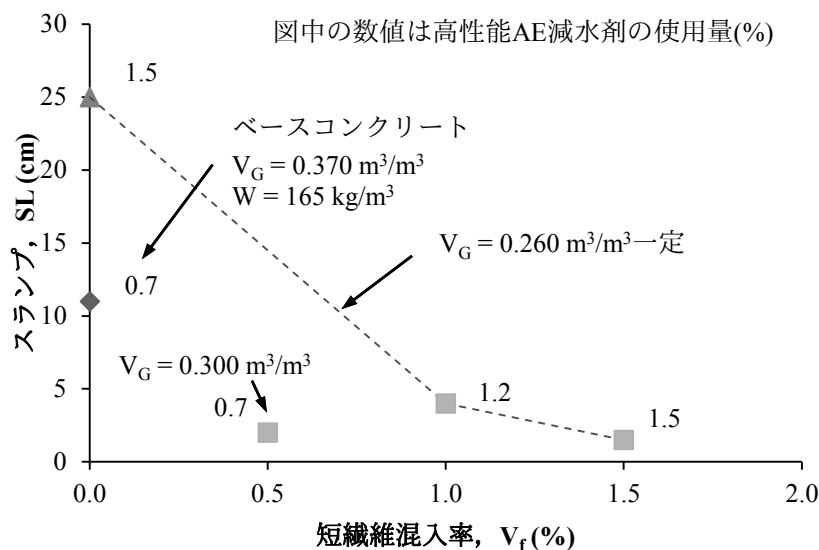


図-3.3 短繊維混入率とスランプの関係（アラミド繊維，水セメント比 40%）

3.2.3 水結合材比 30～16%の短繊維補強コンクリート

(1) 実験概要

使用材料を表-3.3 に示す。結合材としては、水結合材比(W/B)が 30%の場合は普通ポルトランドセメント単味、25%以下の場合は普通ポルトランドセメントまたは低熱ポルトランドセメントおよびシリカフュームとした。シリカフュームの結合材量に対する置換率(SF/B)は、既往の研究⁵⁾を参考

表-3.3 使用材料

材料	産地, 物性, 成分	記号	
水	水道水	W	
結合材	普通ポルトランドセメント(密度 3.15 g/cm ³)	N	B
	低熱ポルトランドセメント(密度 3.24 g/cm ³)	L	
	シリカフューム(エジプト産, 密度 2.25 g/cm ³ , BET 比表面積 16.2 m ² /g)	SF	
細骨材	千葉県富津産山砂(表乾密度 2.59 g/cm ³ , 吸水率 2.56%)と岩瀬産砕砂(硬質砂岩, 表乾密度 2.62 g/cm ³ , 吸水率 1.74%)を容積比 4:6 で混合	SA	S
	岩瀬産砕砂(硬質砂岩, 表乾密度 2.61 g/cm ³ , 吸水率 1.68%)	SB	
粗骨材	岩瀬産碎石 2005(硬質砂岩, 最大寸法 20 mm 表乾密度 2.65 g/cm ³ , 吸水率 0.82%)	GA	G
	岩瀬産碎石 2005(硬質砂岩, 最大寸法 20 mm, 表乾密度 2.65 g/cm ³ , 吸水率 0.72%)	GB	
化学混和剤	高性能 AE 減水剤(ポリカルボン酸系)	SPA	SP
	高性能減水剤(ポリカルボン酸系)	SPB	
		空気量調整剤(ポリアルキレングリコール誘導体)	Ad

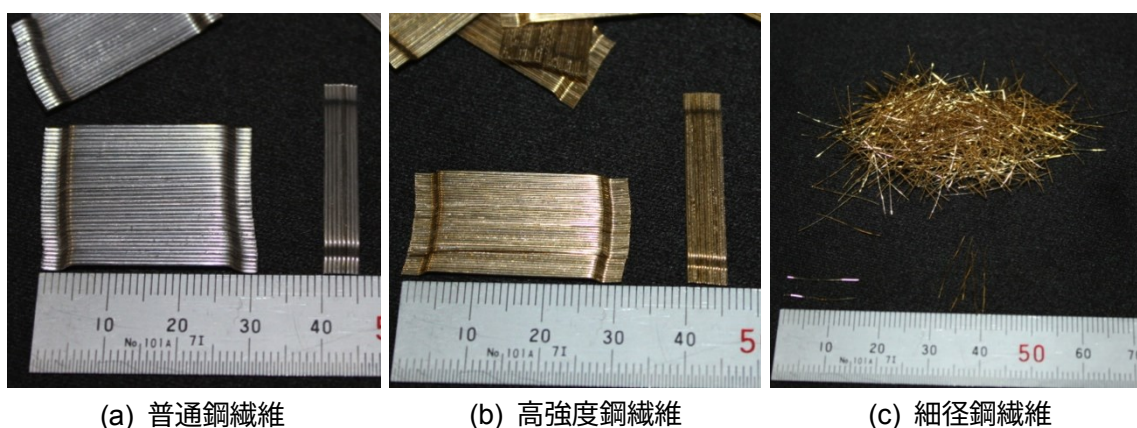
に 10%とした。骨材および化学混和剤については、W/B が 30%および 25%の配合では SA, GA および SPA の組合せ、W/B が 25%未満の場合は SB, GB および SPB の組合せとした。粗骨材 GA および GB についてはロットが異なるのみで同じ骨材であるが、細骨材 SA は SB に対して山砂を混合している。細骨材 SA はレディーミクストコンクリート工場で用いられる細骨材、細骨材 SB は製品工場で用いられる細骨材を想定したものであるが、本研究では同じ W/B の条件では同一の骨材を使用することとし、骨材の組合せ等の影響については検討しない。高性能 AE 減水剤 SPA は高強度コンクリート用として市販されている、高い減水性能を有する高性能 AE 減水剤であり、高性能減水剤 SPB は超高強度コンクリート用として市販されている、SPA よりもさらに高い減水性能を有するものである。

表-3.4 に使用した短繊維を示す。普通鋼繊維はトンネル覆工等で用いられている一般的なものであり、両端にフック状の加工がされているものである。高強度鋼繊維は普通鋼繊維と形状は同一であるが、引張強度が高く繊維径は小さい。繊維長は粗骨材最大寸法の 1.5 倍以上とするのが一般的^{1), 2), 6)}であり、これらの繊維の繊維長はいずれも 30 mm とした。一方、細径鋼繊維は、一般的には粗骨材を用いない UFC に使用されるタイプの鋼繊維である。繊維長は SWA が 22 mm, SWB が 15 mm であり、粗骨材最大寸法と同程度またはそれより短い。繊維長は短い繊維径が 0.2 mm と小さいため、アスペクト比は比較的大きくなっている。各鋼繊維の外観を写真-3 に示す。合成繊維として、PVA 繊維およびアラミド繊維を用いた。一部の条件では、繊維径の小さい PVA 繊維およびアラミド

表-3.4 使用した短繊維

記号	種類	繊維径 d (mm)	繊維長 l (mm)	アスペクト 比 l/d	引張強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	密度 (g/cm ³)
SFA	普通鋼繊維	0.62	30	48	1100	200	7.85
SFB	高強度鋼繊維	0.38	30	79	2610～3190	200	7.83
SWA	細径鋼繊維	0.2	22	110	2000 以上	200	7.85
SWB			15	75			
VF	PVA 繊維	0.66	30	45	900	23	1.30
AF	アラミド繊維	0.5	30	60	1716	42	1.39
AFB		0.4	15	38	3410 注)	74 注)	
AFC		0.2	15	75			

注) 集束していない単繊維の値



(a) 普通鋼繊維

(b) 高強度鋼繊維

(c) 細径鋼繊維

写真-3 鋼繊維の外観

繊維についても比較を行った。繊維径は 0.2 mm および 0.4 mm であり、繊維長は 18 mm または 15 mm と粗骨材の最大寸法 20 mm より小さい。表中の引張強度および弾性係数に関して、AFB および AFC では集束していない単繊維の値を示している。

W/B が 30%, 25% および 16% の場合の、短繊維を用いないベースコンクリートの配合を表-3.5 に示す。空気量の設計値は、W/B が 30% および 25% の場合には、示方書に示される設計基準強度 80 N/mm² の場合の標準値に準じ 3.5% とし、W/B が 25% 未満の場合にはできるだけ空気量は低減することとしたが、エントラップトエアを考慮し配合上の設計値は 2.0% とした。なお、空気量は空気量調整剤を用いて $\pm 1.0\%$ に調整した。これらの配合を基本とし、前項までと同様に、短繊維混入率を増加させるにしたがって単位粗骨材絶対容積 (V_G) を減じた。なお、短繊維の種類やベースコンクリートの配合によっては、指針類を参考に V_G を減じると V_G が非常に小さな値になる可能性がある。

表-3.5 短繊維を用いないベースコンクリートの配合

		W/B (%)	s/a (%)	空気量 (%)	単位量 (上段: kg/m³, 下段: L/m³)						
					W	B				S	G
						N	L	SF			
W/B=30%	wt.	30.0			175	583	583	-	-	665	928
	vol.	94.5	42.1	3.5	175	185	185	-	-	255	350
W/B=25%	wt.	25.0			175	700	630	-	70	597	875
	vol.	75.7	41.0	3.5	175	231	200	-	31	229	330
W/B=16%	wt.	16.0			175	1094	-	984	109	399	789
	vol.	49.7	33.8	2.0	175	352	-	304	49	153	300

る。粗骨材を使用すると、粗骨材を用いない場合に比べ、単位水量や単位結合材量を低減でき、自己収縮や水和熱の低減などに有効であると考えられるが、粗骨材量が極端に少ないとこれらの効果があり期待できず、流動性の低下や短繊維の分散性を妨げることで短繊維による補強効果の低下等が相対的に大きくなってしまふことが考えられる。少量の粗骨材を混入することの影響については別途検討が必要であるが、本研究では、 V_G として $0.150 \sim 0.200 \text{ m}^3/\text{m}^3$ 程度以上を確保することとした。

コンクリートの製造には、公称容量 100 リットルの強制 2 軸ミキサを使用した。空練りを 30 秒、モルタル練りを 90 秒、コンクリート練りを 90 秒行った後、短繊維を投入し、さらに 60 秒の練混ぜを行うことを基本とした。W/B = 19%ではモルタル練りを 150 秒、W/B = 16%ではモルタル練りを 300 秒とした。練混ぜ終了後、ただちに、スランプまたはスランプフローの測定および空気量の測定を行った。スランプの測定は JIS A 1101、スランプフローの測定は JIS A 1150、空気量の測定は JIS A 1128 に準じて行った。スランプフローの測定では、フロー 500mm 到達時間の測定も行った。

(2) 実験結果

W/B が 30%および 25%のシリーズでは、 V_G が $0.200 \text{ m}^3/\text{m}^3$ を下回らない範囲で短繊維混入率の増加に伴って V_G を減じ、一部の条件で V_G のみを変化させた。図-3.4 に、W/B が 30%または 25%で各種鋼繊維を用いた短繊維補強コンクリートについて、短繊維混入率と V_G の関係を示す。各プロットには測定されたスランプ値を併記している。ベースコンクリートのスランプは 21.0~22.0 cm であった。また、図中には、指針類^{1),2)}に基づく配合修正方法をもとに、短繊維混入率に応じた V_G の目安の線を示している。目安線は、スランプが 18 cm の場合（太線）と 21 cm の場合（細線）の 2 本とした。なお、単位水量は $175 \text{ kg}/\text{m}^3$ を基本としたが、 $175 \text{ kg}/\text{m}^3$ よりも増加させた場合は図中に数字 (W○○) で示している。

図-3.4(a)に示すとおり、普通鋼繊維(SFA)を使用し、短繊維混入率 1.5%において V_G を $0.200 \sim 0.250 \text{ m}^3/\text{m}^3$ の範囲で変化させた場合、指針類から求めた V_G 、もしくはこれよりも少ない量とすれば、スランプ 18 cm 以上が得られる。単位粗骨材絶対容積が $0.250 \text{ m}^3/\text{m}^3$ の場合には、コンクリート中の粗

骨材が目立ち、スランプが小さくなる。これを改善しようと高性能 AE 減水剤の使用量を増やしてみると、スランプコーンを抜いた後、コンクリートが崩れ、中央に粗骨材と鋼繊維が集まった状態になった。また、短繊維混入率を 2.0%に増加させた場合には、スランプを大きくしようとすると、 V_G が $0.200 \text{ m}^3/\text{m}^3$ であっても、中央に粗骨材と鋼繊維が残るような材料分離傾向となった。以上より、普通鋼繊維を使用した場合には、およそ、指針類をもとに計算した V_G とすることで、おおむね所定のスランプが得られることがわかった。

高強度鋼繊維(SFB)を使用した場合には、図-3.4(b)に示すとおり、短繊維混入率が 1.0%において、

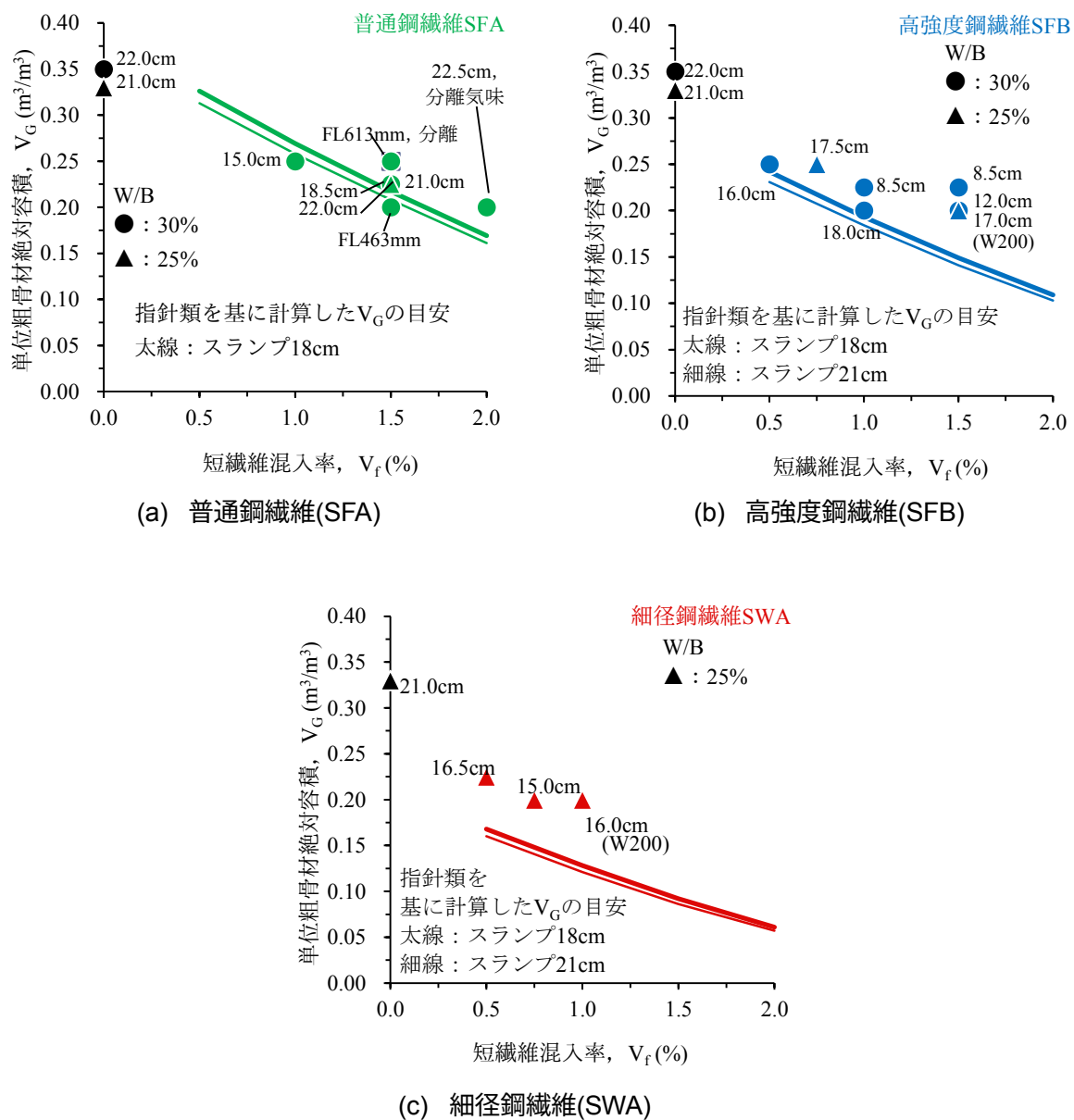


図-3.4 短繊維混入率と単位粗骨材絶対容積の関係
(鋼繊維，水結合材比 30%および 25%，セメントの種類：普通ポルトランドセメント)

指針類から求めた V_G に近い値であれば、スランプ 18 cm を得ることができた。しかし、短繊維混入率が 0.5% もしくは 0.75% においては、指針類の計算値ではスランプは 16 cm 程度であった。いずれも単位水量を 175 kg/m^3 とした結果であるが、指針類をもとに配合を計算する際に用いたスランプ 18~21 cm 程度を得るうえでは、単位水量を増やしたほうが良いと判断される。短繊維混入率をさらに 1.5% まで増加させた場合には、単位粗骨材絶対容積 $0.200 \text{ m}^3/\text{m}^3$ では、単位水量を 200 kg/m^3 としても、スランプは 17 cm であった。指針類に従えば、 V_G をさらに減らす必要がある。

細径鋼繊維(SWA)に関しては、短繊維の繊維のアスペクト比が大きく、指針類の計算では、短繊維混入率を 0.5% 以上とすると V_G が $0.150 \text{ m}^3/\text{m}^3$ を下回る。短繊維混入率が 0.5~1.0% の範囲における V_G を $0.200 \sim 0.225 \text{ m}^3/\text{m}^3$ とすると、スランプとしては 16 cm 程度が限界と考えられた。短繊維混入率 1.0% においては、単位水量を 200 kg/m^3 まで増加させても、スランプは 16 cm であった。

なお、高性能 AE 減水剤の使用量は材料分離を起こさない範囲でできるだけ増加させると、ベースコンクリートでの使用量に対して、鋼繊維を使用した場合は $W/B = 30\%$ では 1.8 倍程度、 $W/B = 25\%$ では 1.3 倍程度の使用量となった。

図-3.5 は $W/B = 25\%$ の短繊維補強コンクリートの流動性に与える普通ポルトランドセメントと低熱ポルトランドセメントの影響を比較したものである。普通鋼繊維 SFA（短繊維混入率 1.5%）およびアラミド繊維 AF（短繊維混入率 1.0%）の結果を示しており、 $W/B = 25\%$ の短繊維補強コンクリートの流動性におけるアラミド繊維の影響についても確認したものである。図中に記載した SP とは高性能 AE 減水剤の使用量（結合材量に対する百分率）を示している。どちらの短繊維を用いた配合も V_G は $0.225 \text{ m}^3/\text{m}^3$ であり、これは、指針類に基づく配合修正方法によりスランプ 18cm として計算した値とおおむね同程度である。この図より、アラミド繊維 AF も普通鋼繊維 SFA と同様に、

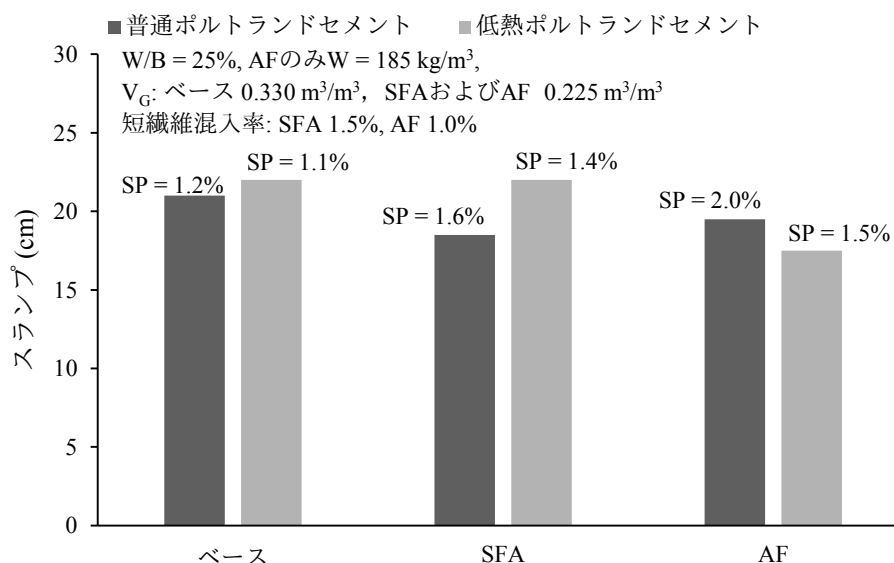


図-3.5 セメントの種類の影響

指針類に基づく配合修正方法を参考とした V_G とすることで、ベースコンクリートと同程度のスランプが得られていることがわかる。ただし、図中に併記しているように、アラミド繊維 AF を用いた配合では、高性能 AE 減水剤の使用量が普通鋼繊維 SFA を用いた場合より大きくなっていること、単位水量を 10 kg/m^3 増加させていることを考慮すると、アラミド繊維 AF は普通鋼繊維 SFA に比べて流動性に与える影響が大きく、指針類に基づく配合修正方法を参考とした V_G とするだけではスランプは若干大きくなる可能性が高いと考えられる。用いたアラミド繊維は単繊維を集束したものであるため、それぞれの短繊維の表面は鋼繊維のように平滑ではないと考えられる。そのためアラミド繊維の表面積は、実際には、寸法値より計算される値よりも相当に大きく、短繊維が拘束する水やセメントペーストの量が多くなるため、短繊維の混入に伴う流動性の低下が大きくなるものと考えられる。

セメントの比較については、ベースコンクリートおよび普通鋼繊維 SFA の結果から、普通ポルトランドセメントより低熱ポルトランドセメントのほうが、高性能 AE 減水剤の使用量を 0.2% 減じているにもかかわらず、大きなスランプを得ることができていることがわかる。アラミド繊維 AF では、普通ポルトランドセメントのほうがスランプが大きくなっているが、これは、高性能 AE 減水剤の使用量を普通ポルトランドセメントの場合に対して低熱ポルトランドセメントの場合に 0.5% と比較的大きく減じたためであって、低熱ポルトランドセメントのほうが少ない高性能 AE 減水剤の使用量で大きなスランプを得られることには変わりがない。したがって、短繊維補強コンクリートであっても、一般的な見解と同様に、低熱ポルトランドセメントのようなビーライトを多く含むセメントのほうが大きな流動性が得られることがわかった。

図-3.6 は各種短繊維を用いた $W/B = 16\%$ の短繊維補強コンクリートについて、短繊維混入率とスランプフローの関係を示したものである。 W/B が 20% を下回るような配合では、粘性が非常に大きく、流動性がスランプで測定される範囲では施工が困難であると考えられるが、流動性がスランプフローで測定されるような配合の修正方法は指針類には示されていない。そのため、本実験では短繊維を用いた場合の V_G はいずれも $0.200\text{ m}^3/\text{m}^3$ とした。

図-3.6 において繊維径が $0.5 \sim 0.6\text{ mm}$ 程度の太径短繊維に着目すると、鋼繊維 SFA および PVA 繊維 VF を使用した場合、短繊維混入率 1.5% におけるスランプフローは 700 mm 程度であり、短繊維を混入しない場合 (Base) と同等の流動性が得られることがわかる。一方、アラミド短繊維 AF を使用した場合、短繊維混入率 0.5% では Base と同等のスランプフローであるが、短繊維混入率の増加とともにスランプフローが低下し、1.5% では 500 mm を下回る結果となった。短繊維混入率は、 $0.5 \sim 1.5\%$ の範囲では、スランプフローとは直線的な関係を示した。

細径のアラミド繊維 AFC においても、短繊維混入率とスランプフローは、AF と同様に直線的な関係を示しており、アラミド繊維 AF、AFC のいずれも、短繊維混入率が 1.0% におけるスランプフローは同程度である。繊維径 0.4 mm のアラミド繊維 AFB は、短繊維混入率 1.0% でのスランプフローが AF や AFC と比べて大きいものの、全体的な傾向としては、同様の低下傾向を示している。た

だし、鋼繊維 SWB を使用した場合には、短繊維混入率を 0.75%としても、スランプフローは 700 mm を上回っており、これに比べると、アラミド繊維はスランプフローに影響を与えやすい短繊維と言える。

図-3.7 は短繊維混入率とフロー500 mm 到達時間の関係を示したものである。アラミド繊維 AF, AFB および AFC はいずれも、短繊維混入率の増加に伴い、フロー500 mm 到達時間が長くなる傾向を示す。前述の通り、短繊維混入率 1.0%におけるスランプフローは、AF および AFC とともに 570 mm 程度であったが、フロー500 mm 到達時間は大きく異なり、AF のほうが大きくなっている。すなわち、フロー500 mm 到達時間は、高流動コンクリートにおいては粘性を間接的に表す指標であるが、これらの結果は、短繊維の相違により、コンクリートのみかけの粘性が大きく異なることを示唆するものである。

図-3.8 は W/B = 19 %のアラミド繊維を用いた高強度繊維補強コンクリートの流動性を調べたものである。アラミド繊維は表-3.4 に示した繊維径 0.5 mm, 繊維長 30 mm のもの（記号 AF）であるが、一部の条件では繊維径 0.5 mm で繊維長が 25 mm および 25mm のものでも確認を行った。単位水量は 175 kg/m³ および 185 kg/m³ の 2 水準、V_G は 0.200 m³/m³ および 0.175 m³/m³ の 2 水準である。図中に記載した SP とは高性能減水剤の使用量を示しており、結合材量の 1.3 %を標準とした。短繊維混入率を除いて同じ条件の場合、高性能減水剤を増加させたものを除いて、短繊維混入率の増加にしたがってスランプフローが低下していることがわかる。また、単位水量および V_G の影響については、V_G を 0.025 m³/m³ 小さくしてもスランプフローに大きな変化は生じないのに対し、単位水量を 10 kg/m³ 大きくするとスランプフローは 130 mm 程度増加し、単位水量の影響が大きいことがわかる。繊維長の影響については、本実験の範囲では一部の条件でしか確認しておらず、必ずしも

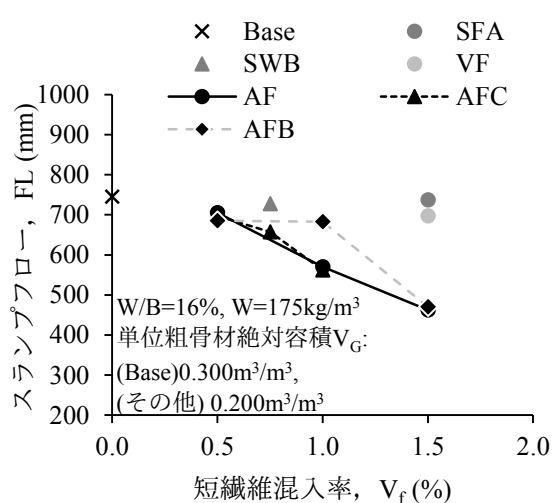


図-3.6 短繊維混入率とスランプフローの関係

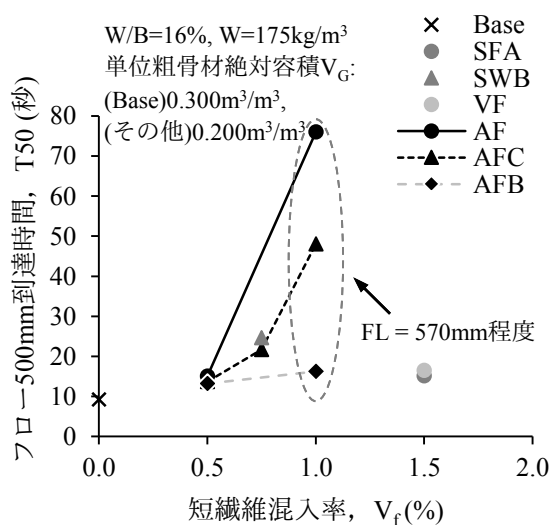


図-3.7 短繊維混入率とフロー500mm 到達時間の関係

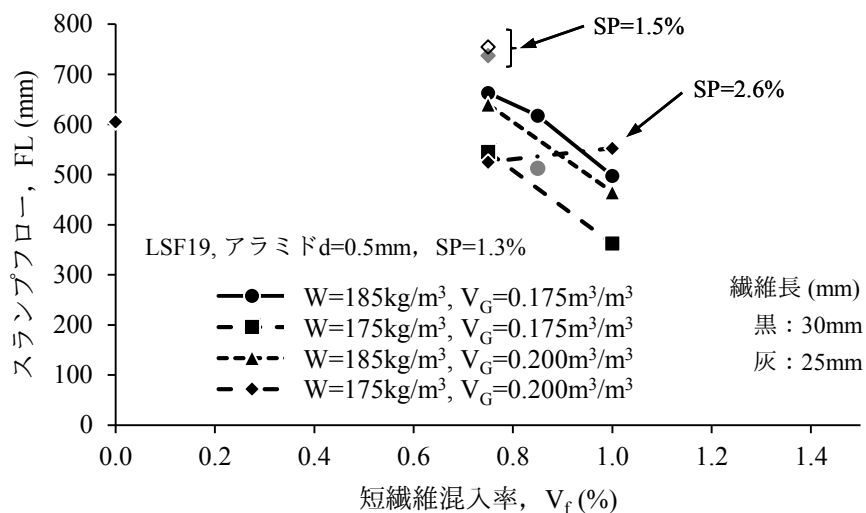


図-3.8 短繊維混入率とスランプフローの関係に与える影響（アラミド繊維，W/B=19%）

明確な傾向が得られているわけではないが，たとえば，短繊維混入率 0.75%の結果によれば，繊維長が短いほどスランプフローが大きい傾向が得られている。

3.3 高強度繊維補強コンクリートの流動性に与える短繊維および粗骨材の影響

3.3.1 本節の目的

前節において，種々の短繊維を用いた水セメント比 50～33%または水結合材比が 30～16%の短繊維補強コンクリートの流動性について確認し，水結合材比の小さい範囲，または，指針類で使用が想定されていないアラミド繊維や指針類で想定されている形状寸法の範囲を外れる細径の鋼繊維では，指針類の配合修正方法を参考にして所定の流動性を得ることができない場合があることがわかった．本節では，主としてアラミド繊維や細径鋼繊維を用いた水結合材比 25～16%の高強度繊維補強コンクリートに着目し，短繊維の種類および混入率，ならびに粗骨材量の変化に伴うフレッシュコンクリートの流動性の変化について調べ，所定の流動性を得るための配合調整方法について検討を行う。

3.3.2 使用材料

使用材料を表-3.6 に示す．各材料のロットが異なることを除けば，3.2.3 と同様である．すなわち，結合材は普通ポルトランドセメントまたは低熱ポルトランドセメントに対して質量の 10%をシリカフュームで置換したものをを用いた．水結合材比（W/B）25%では普通ポルトランドセメント，W/B=25%未満の条件では低熱ポルトランドセメントを用いた．細骨材は，W/B=25 %では山砂と砕砂を混合して用い（混合比率 4:6），W/B=25%未満の条件では砕砂のみとした．粗骨材には最大寸法 20 mm の硬質砂岩碎石を用いた．また，W/B=25%では高性能 AE 減水剤，W/B=25%未満の条件では高性能減水剤を使用した。

表-3.6 使用材料

材料	種類	産地，物性，成分	密度 (g/cm ³)	記号	
結合材	セメント	普通ポルトランドセメント，比表面積 3300 cm ² /g	3.15	N	B
		低熱ポルトランドセメント，比表面積 3740 cm ² /g	3.24	L	
	混和材	エジプト産シリカフューム，BET 比表面積 15.8 m ² /g	2.25	SF	
細骨材	山砂	千葉県富津産，吸水率 1.70%，実積率 62.3%	2.63	S1	S
	砕砂	茨城県岩瀬産硬質砂岩，吸水率 1.44%，実積率 66.2%	2.61	S2	
粗骨材	碎石 2005	茨城県岩瀬産硬質砂岩，最大寸法 20 mm，吸水率 0.67%，実積率 63.8%	2.66	G	
化学 混和剤	高性能 AE 減水剤	ポリカルボン酸エーテル系化合物	—	SPA	SP
	高性能 減水剤	ポリカルボン酸エーテル系化合物	—	SPB	
		空気量 調整剤	ポリアルキレングリコール誘導体	—	Ad
短繊維	アラミド繊維	集束タイプ，繊維径 0.5 mm，繊維長 30 mm	1.39	AF	
	鋼繊維	繊維径 0.2 mm，繊維長 22 mm	7.85	SWA	
		繊維径 0.2 mm，繊維長 15 mm		SWB	
			両端フック，繊維径 0.62 mm，繊維長 30 mm	7.85	SFA

注) 骨材の密度は表乾密度である。

短繊維として，集束アラミド繊維および細径鋼繊維に着目した。鋼繊維 SFA は一般的に用いられている鋼繊維であるが，本実験では比較用という位置付けとし，一部の水準でのみ確認を行った。

3.3.3 実験概要

(1) シリーズ 1：短繊維の影響

公称容量 100 リットルの強制 2 軸ミキサにより各配合のコンクリートを練り混ぜ，ただちにスランプまたはスランプフローの測定を行った。練混ぜ手順は，空練りを 30 秒，モルタル練りを所定の時間行った後，コンクリート練りを 90 秒行った。短繊維を投入する場合は，コンクリートが練りあがった後に短繊維を投入し，短繊維投入完了後，さらに 60 秒の練混ぜを行うことを基本とした。モルタル練りの時間は，W/B=25%および 22%では 90 秒，W/B=19%では 150 秒，W/B=16%では 300 秒とした。

実験要因を表-3.7 に整理する。基本的に W/B は 22, 19, 16%の 3 水準とし，SWA では W/B=25%を追加した 4 水準とした。比較用の鋼繊維 SFA は W/B=19%のみとした。短繊維混入率(V_f)につい

表-3.7 実験要因 (シリーズ 1)

W/B (%)	結合材	短繊維			
		AF	SWA	SWB	SFA
16	LSF	○	○	○	
19		○	○	○	○
22		○	○	○	
25	NSF		○		
短繊維混入率 V_f (%)		0	0	0	0
		0.5	0.5	0.75	0.5
		0.75	0.75	1.0	1.0
		1.0	1.0	1.25	1.5

表 3.8 ベースコンクリートの配合 (シリーズ 1)

記号		W/B (%)	s/a (%)	Air (%)	単位量 (上段: kg/m ³ , 下段: L/m ³)							
					W	B			計	S		G
						N	L	SF		S1	S2	
LSF16	wt.	16.0			175	1094	-	985	109	-	660	528
	vol.	49.7	55.4	2.0	175	352	-	304	48	253	253	200
LSF19	wt.	19.0			175	921	-	829	92	-	804	528
	vol.	58.9	60.0	2.0	175	297	-	256	41	308	308	200
LSF22	wt.	22.0			175	795	-	715	80	-	911	528
	vol.	68.4	62.9	2.0	175	256	-	221	36	349	349	200
NSF25	wt.	25.0			175	700	630	-	70	376	562	528
	vol.	75.8	64.2	3.5	175	231	200	-	31	144	215	200

ては、AF および SWA では 1.0%，SWB では 1.25%，SFA では 1.5%を上限として設定した。

ベースコンクリートの配合を表-3.8 に示す。単位水量は 175 kg/m³， V_G は 0.200 m³/m³ とし， V_f はここでは外割り（1 m³ に含まない）とした。 V_f については，鋼繊維補強コンクリート設計施工指針 (案)¹⁾では内割り（1 m³ に含む）で示すこととされており，本研究でも内割りで配合計算および表示することを基本とするが，本実験では，短繊維を除いたコンクリートの配合を一定とした条件で V_f を変化させることで，短繊維の影響について独立に評価することを目的としていることから， V_f は外割りで計算することとした。表-3.9 は参考として，W/B=19%，単位水量 175 kg/m³， V_G 0.200 m³/m³ の条件で，短繊維混入率を内割りで計算した配合と外割りで計算した配合の一例を比較したものである。さらに，外割で計算した配合を，短繊維を含めて 1 m³ となるよう換算した配合も併記した。

(2) シリーズ 2：単位粗骨材絶対容積の影響

シリーズ 2 では，シリーズ 1 と同様の考え方により V_G の影響を検討した。すなわち，粗骨材を除いた短繊維補強モルタルの配合は一定とし，粗骨材量を変化させることで V_G が流動性に与える

表-3.9 配合計算方法（短繊維の内割り/外割り）の比較

配合			W/B (%)	s/a (%)	Air (%)	単位量（上段：kg/m ³ ，下段：L/m ³ ）							
						W	B		S		G	Fb	
							L	SF	計	S2			
Base		wt.	19.0			175	921	829	92		804	528	
		vol.	58.9	60.6	2.0	175	297	256	41	308	308	200	0.0
繊維 内割	V _f =0.5%	wt.	19.0			175	921	829	92		791	528	
		vol.	58.9	60.2	2.0	175	297	256	41	303	303	200	5.0
	V _f =1.0%	wt.	19.0			175	921	829	92		778	528	
		vol.	58.9	59.8	2.0	175	297	256	41	298	298	200	10.0
	V _f =1.5%	wt.	19.0			175	921	829	92		765	528	
		vol.	58.9	59.4	2.0	175	297	256	41	293	293	200	15.0
繊維 外割	V _f =0.5%	wt.	19.0			175	921	829	92		804	528	
		vol.	58.9	60.6	2.0	175	297	256	41	308	308	200	5.0
	V _f =1.0%	wt.	19.0			175	921	829	92		804	528	
		vol.	58.9	60.6	2.0	175	297	256	41	308	308	200	10.0
	V _f =1.5%	wt.	19.0			175	921	829	92		804	528	
		vol.	58.9	60.6	2.0	175	297	256	41	308	308	200	15.0
繊維 外割 1m ³ 換算	V _f =0.5%	wt.	19.0			174	916	824	92		801	525	
		vol.	59.0	60.7	2.0	174	295	254	41	307	307	199	5.0
	V _f =1.0%	wt.	19.0			173	911	820	91		796	523	
		vol.	58.8	60.6	2.0	173	294	253	40	305	305	198	9.9
	V _f =1.5%	wt.	19.0			172	905	814	91		794	520	
		vol.	58.9	60.7	2.0	172	292	251	40	304	304	197	14.8

表-3.10 実験要因（シリーズ 2）

W/B (%)	結合材	短繊維			
		AF	SWA	SWB	DFA
16	LSF				
19		◎	○	○	○
22					
25	NSF		◎		
単位粗骨材絶対容積 V _G (m ³ /m ³)		0	0	0	0
		0.150	0.150	0.150	0.150
		0.200	0.200	0.200	0.200
		0.225	0.225	0.225	0.225

注) ◎は V_f 2 水準，V_f = 1.0%, [0.5%]

影響を評価しようというものである。

実験要因を表-3.10 に整理する。W/B は 19%とし，SWA のみ W/B=25%の水準も追加した。V_fは

表-3.11 コンクリートの配合（シリーズ2）

配合			W/B (%)	s/a (%)	Air (%)	単位量　（上段：kg/m ³ ， 下段：L/m ³ ）									
						W	B			S			G	Fb	
							N	L	SF	計	S1	S2			
Base	LSF19-1.0	wt.	19.0			175	921		829	92		0	804	528	
		vol.	58.9	60.6	2.0	175	297	0	256	41	308		308	200	10.0
	NSF25-1.0	wt.	25.0			175	700	630		70		376	562	528	
		vol.	75.8	64.2	3.5	175	231	200	0	31	359	144	215	200	10.0
	LSF19-0.5	wt.	19.0			175	921		829	92		0	804	528	
		vol.	58.9	60.6	2.0	175	297	0	256	41	308		308	200	5.0
	NSF25-0.5	wt.	25.0			175	700	630		70		376	562	528	
		vol.	75.8	64.2	3.5	175	231	200	0	31	359	144	215	200	5.0
V _G 変化 V _G 200 基準	V _G 0	wt.	19.0			175	921		829	92		0	804	0	
		vol.	58.9	100.0	2.0	175	297	0	256	41	308		308	0	10.0
	V _G 150	wt.	19.0			175	921		829	92		0	804	396	
		vol.	58.9	67.2	2.0	175	297	0	256	41	308		308	150	10.0
	V _G 200	wt.	19.0			175	921		829	92		0	804	528	
		vol.	58.9	60.6	2.0	175	297	0	256	41	308		308	200	10.0
	V _G 225	wt.	19.0			175	921		829	92		0	804	594	
		vol.	58.9	57.8	2.0	175	297	0	256	41	308		308	225	10.0
V _G 変化 1m ³ 換算	V _G 0	wt.	19.0			216	1137		1023	114		0	994	0	
		vol.	59.0	100.0	2.5	216	366	0	316	51	381		381	0	12.3
	V _G 150	wt.	19.0			182	958		862	96		0	839	412	
		vol.	58.9	67.3	2.1	182	309	0	266	43	322		322	156	10.4
	V _G 200	wt.	19.0			173	911		820	91		0	796	523	
		vol.	58.8	60.6	2.0	173	294	0	253	40	305		305	198	9.9
	V _G 225	wt.	19.0			169	889		800	89		0	781	573	
		vol.	59.1	58.0	1.9	169	286	0	247	40	299		299	217	9.7

1.0%を基本とし、AFおよびSWAのW/B=25%では0.5%も設定した。表-3.11にベース配合およびV_Gを変化させたときの配合変化の一例を示す。V_Gの水準は0.000, 0.150, 0.200, 0.225 m³/m³とした。配合表はV_f=1.0%, V_G=0.200 m³/m³を基準とし、V_G以外を一定としてV_Gを変化させている。したがって、V_G=0.200 m³/m³の場合を除いて、配合表は容積の合計が1m³にはなっていない。なお、V_fはシリーズ1と同様に外割り（1 m³に含まない）で計算した。表-3.11には短繊維も含めて1 m³あたりの量に換算した値も比較として示している。

(3) 短繊維および短繊維と骨材の混合物の実積率

通常のコンクリートにおける配合とスランプの関係については、配合の目安や補正方法が示方書等に示されている。骨材に関する情報としては細骨材率または単位粗骨材かさ容積が示されており、単位粗骨材かさ容積については、一般に、プラスチックなコンクリートにおいては、スランプや水セメント比に関係なく、細骨材の種類や粗骨材の粒径、実積率によらず単位粗骨材かさ容積が一定

になる³⁾とされている。

また、配合設計理論の代表的なものに余剰ペースト理論があり、この考え方を拡張することで、流動性（スランプ）が最大となる最適細骨材率は、細骨材と粗骨材を混合した試料の実積率を最大にする細骨材率とほぼ一致することなどが報告されている⁸⁾。細骨材と粗骨材の混合試料の実積率が最大となることで、空隙を埋めるのに必要なペースト量が少なくなり、ひいては、流動性に寄与するペースト量が多くなるというものである。

固相として骨材の他に短繊維が混入している短繊維補強コンクリートでは、短繊維単独の実積率はもとより、短繊維と骨材の混合物の実積率を把握することにより、フレッシュコンクリートの流動性に影響を与える要因についての情報が得られる可能性がある。そこで、短繊維、ならびに細骨材、粗骨材および短繊維の混合物の実積率の測定を行った。

実積率の測定を行った短繊維を表-3.12 に示す。表-3.6 に示した短繊維に加えて PVA 繊維（VF）も測定を行った。さらに、AF および VF では繊維長を変化させたものについても測定を行い、繊維長やアスペクト比の影響について確認を行った。細骨材、粗骨材および短繊維の混合物の実積率に関して、材料および配合は、シリーズ 1 の配合のうち代表的なものとして W/B=19%の配合とした。すなわち、s/a が 60.6%の細骨材 S2 と粗骨材 G の混合試料に対し、所定の量の各短繊維を混入し、実積率を測定した。

実積率の測定は JIS A 1104「骨材の単位容積質量及び実積率試験方法」に準じた方法で行い、測定容器は容積が 10 リットルのものを用いた。試料の詰め方は、突き固めでは短繊維の折れ曲がり懸念されるため、ジグギングに拠って行った。また、短繊維の実積率測定では、容器の上縁面から 30cm 上方より落下させることにより試料を容器に投入することとし、試料の投入方法を統一した。なお、細骨材、粗骨材および短繊維の単位量をそれぞれ W_S, W_G, W_F (kg) とすると、混合物の実積率 G_m (%) は以下の式で計算される。

$$G_m = \frac{W(\rho_G \rho_F W_S + \rho_F \rho_S W_G + \rho_S \rho_G W_F)}{V \rho_S \rho_G \rho_F (W_S + W_G + W_F)} \times 100$$

ここに、
 W : 容器中の試料の質量 (kg)
 V : 容器の容積 (l)
 ρ_S : 細骨材の絶乾密度 (g/cm³)
 ρ_G : 粗骨材の絶乾密度 (g/cm³)
 ρ_F : 短繊維の密度 (g/cm³)

表-3.12 実積率の測定を行った短繊維

短繊維		繊維径 (mm)	繊維長 (mm)	アスペクト比	密度 (g/cm ³)
種類	記号				
鋼繊維	SFA	0.62	30	48	7.85
	SWA	0.2	22	110	
	SWB		15	75	
PVA 繊維	VF	0.66	30	45	1.30
	VF20		20	30	
アラミド 繊維	AF	0.5	30	60	1.39
	AF25		25	50	
	AF20		20	40	
	AFB	0.4	15	38	
	AFC	0.2	15	75	

3.3.4 短繊維の実積率

表-3.13 に短繊維の実積率の測定結果を示す。JIS A 1104 に準じて測定は2回行い、2回の測定値の平均値を実積率とした。いずれの短繊維も2回の測定値が大きく異なるようなことはなかった。

図-3.9 に短繊維のアスペクト比と実積率の関係を示す。この図より、全体的な傾向としては、アスペクト比が小さくなるほど実積率が大きくなっており、実積率はアスペクト比の逆数に比例するような関係にあることがわかった。図中の白抜き三角(Δ)で示したものは、表-3.12 に示した PVA 繊維と同様な形状寸法であるが、表面の油剤処理を変更したものの値である。この油剤処理はマトリクスとの付着を抑制する目的で行われたものであるが、その結果、実積率は元の短繊維より大きくなっている。このことより、短繊維表面の摩擦が小さくなることで実積率は大きくなるものと推察

表-3.13 短繊維の実積率測定結果

短繊維	実積率 (%)		短繊維	実積率 (%)	
	測定値	平均値		測定値	平均値
SFA	11.70	11.65	AF	7.83	7.70
	11.60			7.58	
SWA	5.67	5.69	AF25	8.12	8.08
	5.72			8.04	
SWA	8.28	8.43	AF20	9.55	9.61
	8.57			9.66	
VF	10.60	11.21	AFB	10.77	10.92
	11.83			11.06	
VF20	17.89	18.24	AFC	6.32	6.50
	18.58			6.68	

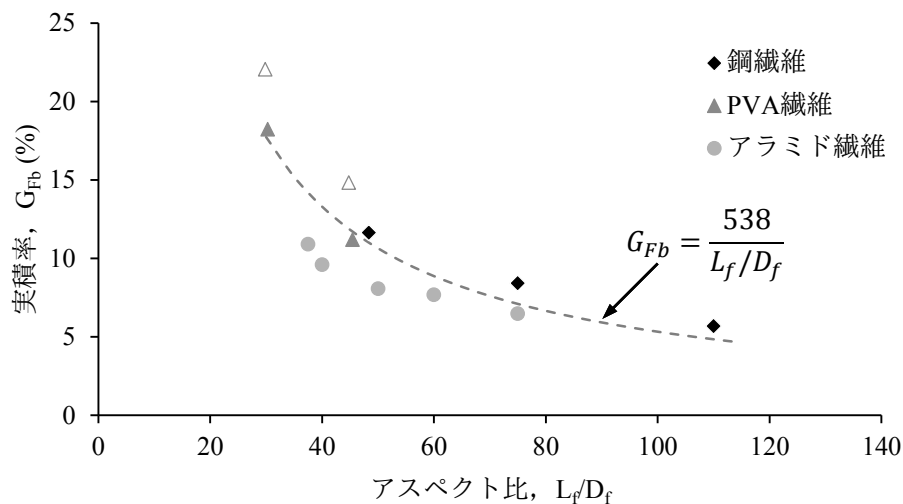


図-3.9 短繊維のアスペクト比と実積率の関係

される。一方、アラミド繊維は鋼繊維や PVA 繊維に比べ実積率が若干小さい傾向にあるが、アラミド繊維は繊維径 0.012 mm の短繊維を集束したものであるため、表面が平滑ではなく、詰め込んだ際に空隙が多くなってしまふものと考えられる。

3.3.5 細骨材、粗骨材および短繊維の混合物の実積率

図-3.10 に混合物中の短繊維混入率（混合物の絶対容積に対する短繊維の絶対容積の比率）と混合物の実積率の関係を示す。それぞれの短繊維について、細骨材率一定の細・粗骨材に対して短繊維混入率が増加するに伴って、混合物の実積率は直線的に低下した。混合物中の短繊維混入率と混合物の実積率の関係を直線で近似したときの傾きの値と短繊維の実積率の関係を図-3.11 に示す。短繊維混入率の増加による混合物の実積率の低下の度合いは短繊維の種類によって異なるが、これは短繊維の実積率によって表現可能であり、本実験の範囲内では短繊維の実積率が低下すると、短繊維混入率の増加による混合物の実積率の減少の度合いは直線的に大きくなることがわかった。

図-3.12 に混合物のかさ容積と短繊維かさ容積の関係を示す。ここで、混合物、短繊維それぞれのかさ容積とは、コンクリート 1 m³ に含まれる混合物または短繊維の絶対容積をそれぞれの実積率で除した値である。図-3.14 は、今着目している細骨材、粗骨材および短繊維の混合物を、シリーズ 1 の実験において実際にコンクリートとした場合のかさ容積を求めたものである。図からわかるように、混合物のかさ容積と短繊維かさ容積は短繊維の種類によらず一意に定まる直線関係を示した。余剰ペースト理論では、一般に、コンクリート 1 m³ から全骨材のかさ容積を差し引いた容積を流動に寄与する余剰ペーストと考える⁹⁾ことから、混合物のかさ容積はフレッシュコンクリートの流動性に大きな影響を与える要因の一つであると考えられる。本実験の結果より、混合物のかさ容積は s/a が一定の条件下では短繊維のかさ容積で決まることがわかった。

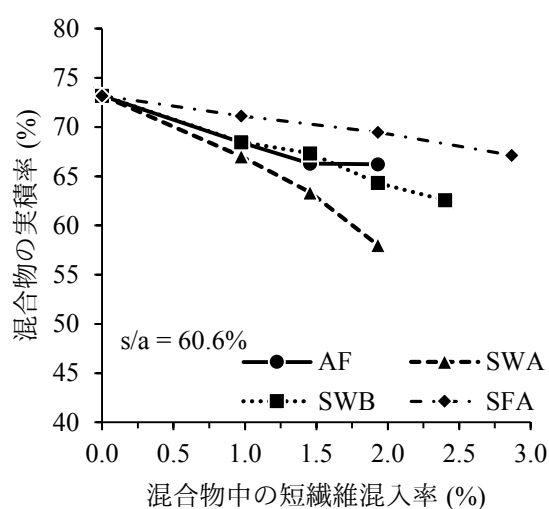


図-3.10 混合物中の短繊維混入率と混合物の実積率の関係

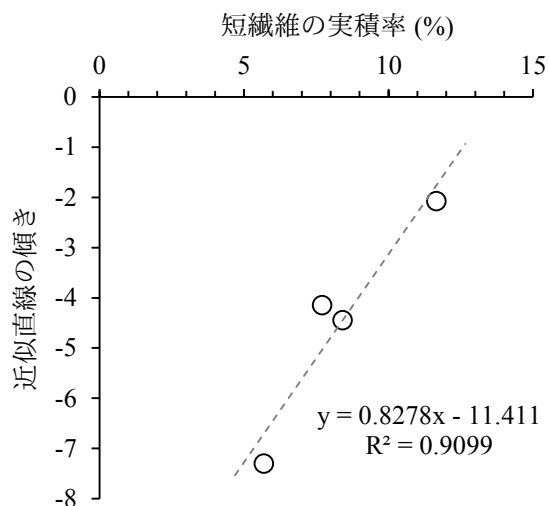


図-3.11 短繊維の実積率と近似直線の傾きの関係

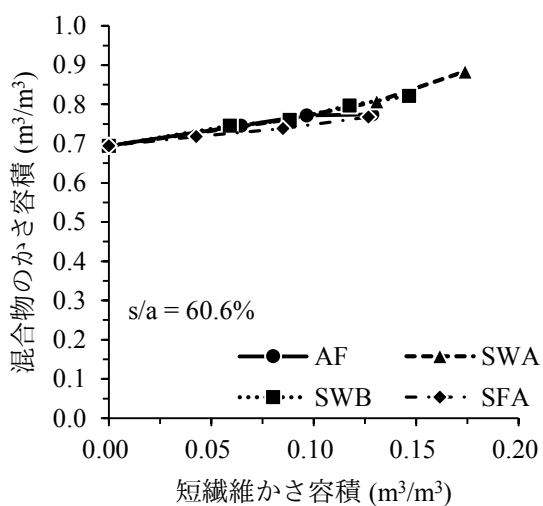


図-3.12 短繊維かさ容積と混合物のかさ容積の関係

3.3.6 短繊維かさ容積による高強度繊維補強コンクリートの流動性の評価

図-3.13～図 3.15 に、シリーズ 1 の実験における短繊維混入率とスランプフロー，スランプおよびフロー50cm 到達時間 (T50) との関係を示す．配合計算では短繊維は外割りで計算したが，ここでの短繊維混入率は短繊維を内割りに換算した値としている．

図-3.13 より，W/B が小さくなると，短繊維の混入によるスランプフローへの影響が小さくなる傾向がみられる．短繊維の種類については，SWA が最もスランプフローへ与える影響が大きい．なお，SWA は短繊維混入率の増加によるスランプフローの低下が大きかったため，W/B=22%および25%ではSWAの短繊維混入率の上限を0.75%（外割り）に変更している．一方，図-3.14 よりスラ

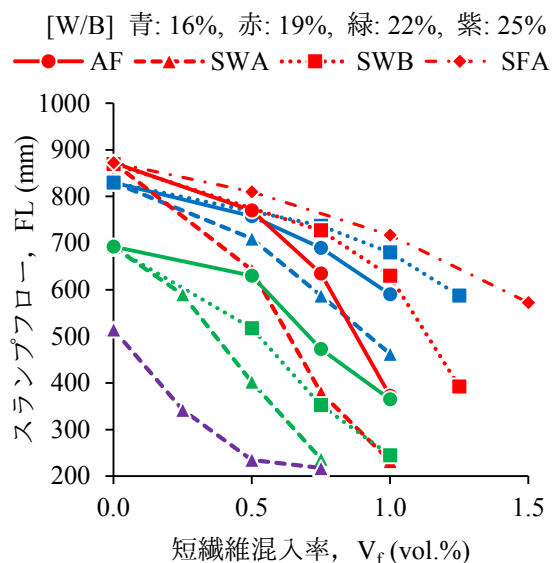


図-3.13 短繊維混入率とスランプフローの関係

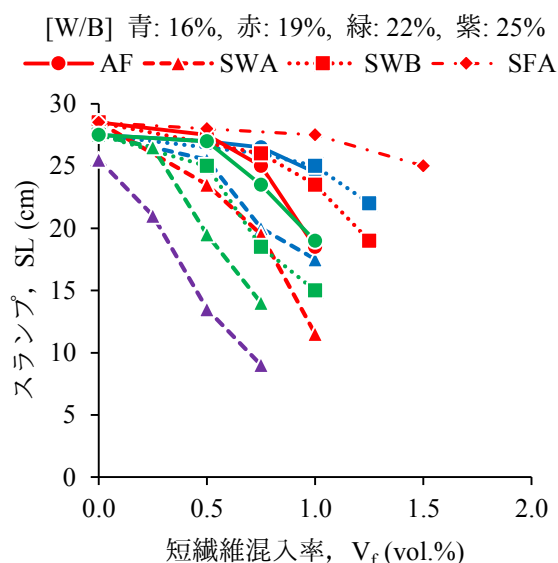


図-3.14 短繊維混入率とスランプの関係

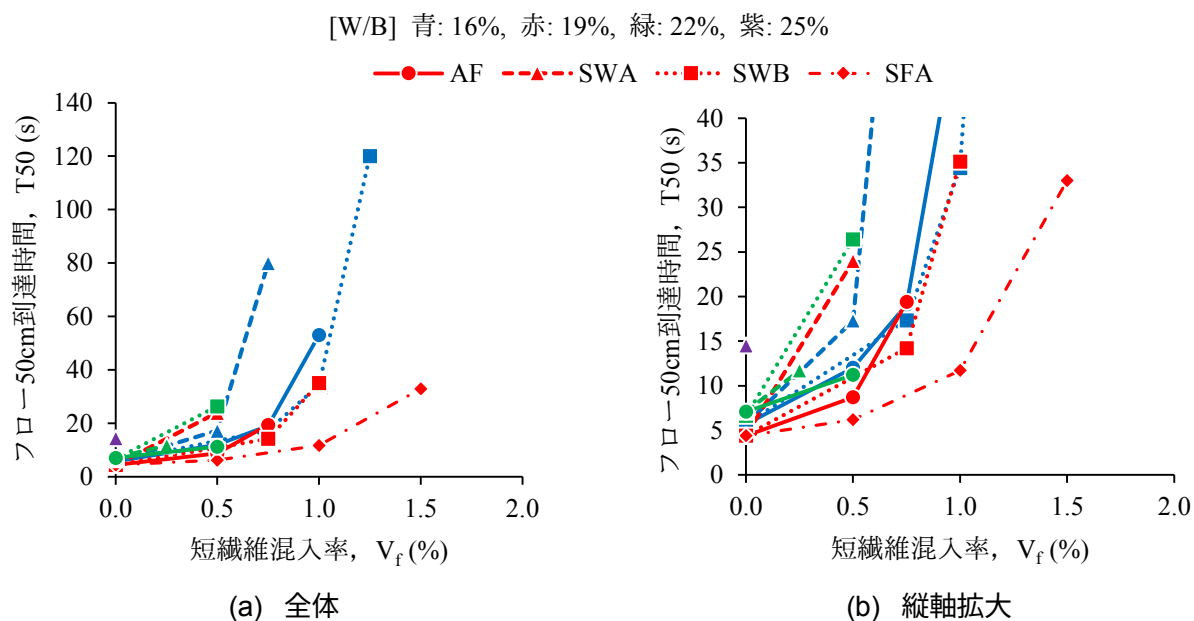


図-3.15 短繊維混入率とフロー50cm 到達時間の関係

ンプについても概ね同様の傾向が確認できるが、スランプフローの大きい領域ではスランプの変化が小さく、要因毎の差異が必ずしも明確ではない。

図-3.15 より、短繊維混入率の増加に伴って T50 も大きくなり、短繊維の種類によって増加の度合いが異なることがわかる。W/B = 16 %において他の W/B よりも大きな値が測定されているものの、短繊維毎の増加の割合については W/B による差異は小さいことがわかった。

図-3.16～図-3.18 は短繊維かさ容積とスランプフロー，スランプおよび T50 の関係を示したものである。図-3.16 より，特に W/B=16%，19%で明らかなように，スランプフローの変化は短繊維かさ容積でおおむね一義的に表せており，短繊維の種類および短繊維混入率の影響を短繊維かさ容積として表現できることがわかった。図-3.17 に示したスランプではスランプフローほど明確ではないが，図-3.18 に示すように T50 においても，短繊維混入率に比べて短繊維かさ容積との間のほう

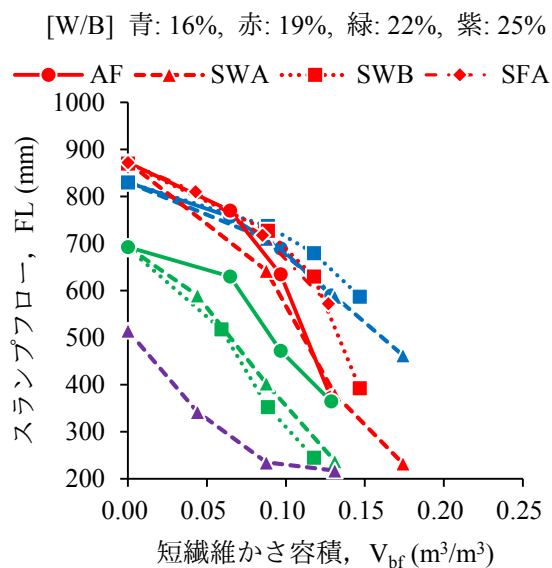


図-3.16 短繊維かさ容積とスランプフローの関係

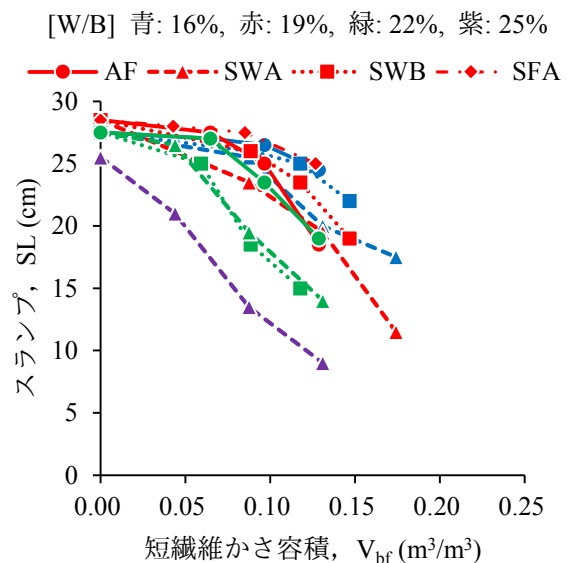


図-3.17 短繊維かさ容積とスランプの関係

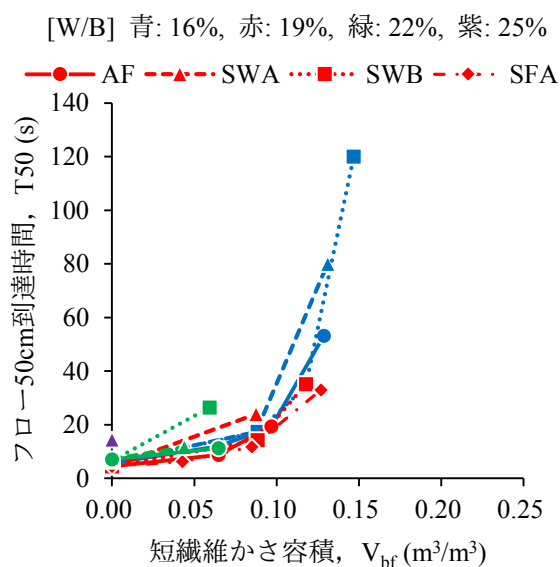


図-3.18 短繊維かさ容積とフロー50cm到達時間の関係

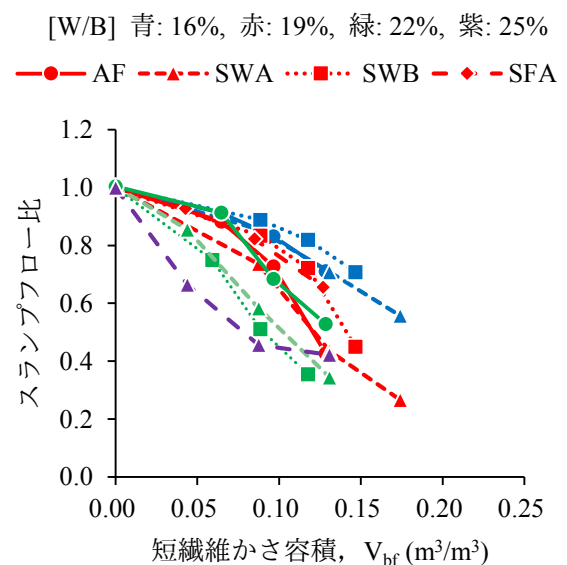


図-3.19 短繊維かさ容積とスランプフロー比の関係

が良好な相関関係がみられる。しかし、短繊維かさ容積が $0.10 \text{ m}^3/\text{m}^3$ を超えるあたりから T50 は急激に増加する傾向にあるため、短繊維かさ容積の若干の違いやばらつきが T50 に大きな違いをもたらす可能性があると考えられる。図-3.19 は、図-3.16 の各スランプフロー値を短繊維のかさ容積が $0 \text{ m}^3/\text{m}^3$ の場合のスランプフロー値で除し、スランプフロー比として無次元化して示したものである。W/B = 25 %では短繊維のかさ容積が $0.08 \text{ m}^3/\text{m}^3$ 程度以上ではスランプフローが下限値付近に達していることを考慮すると、短繊維のかさ容積の変化が流動性に与える影響は W/B が小さくなるほど小さくなっていることがわかる。本実験では W/B に拠らず単位水量は一定としている。そのため、W/B が小さくなるほど単位ペースト絶対容積が大きくなり、相対的に短繊維が流動性に与える影響が小さくなったものと考えられる。

図-3.16 および図-3.17 からスランプフローの変化量に対応する短繊維かさ容積の変化量の概略値を求めるため、W/B 毎に近似式を与えたものを図-3.20 および図-3.21 に示す。大部分がスランプでは評価できないスランプフローの範囲にある W/B = 16%, 19%, 22%では、スランプ値が低下を始める短繊維かさ容積の範囲である、 $0.05 \sim 0.10 \text{ m}^3/\text{m}^3$ 程度を境に 2 直線をあてはめた。この短繊維かさ容積の範囲 ($0.05 \sim 0.10 \text{ m}^3/\text{m}^3$ 程度) は、本実験で用いた短繊維ではおおむね 0.5 %の短繊維混入率に対応する。図より、この 2 直線によるあてはめは、短繊維かさ容積とスランプフローの関係に対してもよい対応を示していることがわかる。また、W/B が小さくなるにしたがって、近似直線の傾きも概ね小さくなる傾向にあり、この図からも、短繊維のかさ容積の変化が流動性に与える影響が、W/B が小さくなるほど小さくなっていることがわかる。

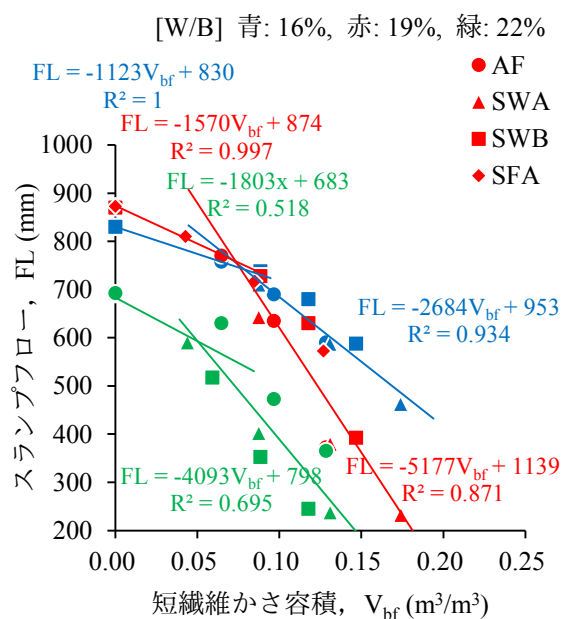


図-3.20 短繊維かさ容積とスランプフローの関係

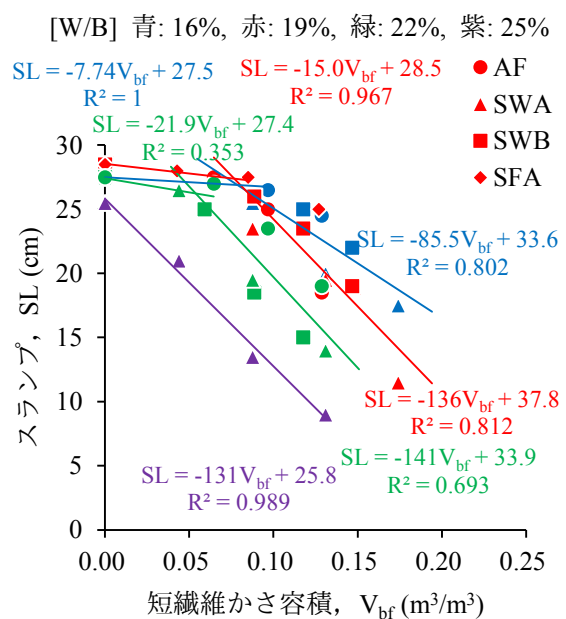


図-3.21 短繊維かさ容積とスランプの関係

ここで得られた短繊維かさ容積の変化量の目安を、3.2.3 で確認したスランプフロー試験の結果と比較してその妥当性を検討する。図-3.22 は図-3.6 の横軸を短繊維かさ容積として図示し直したものである。この図からも、短繊維かさ容積とスランプフローの間には良好な相関関係があることがわかる。図中の破線は図-3.20 に示した $W/B=16\%$ の近似直線であるが、図-3.22 に示される各プロットも概ねこの近似直線上に分布しており、同程度の s/a であれば、図-3.20 で得られた関係式を適用することは妥当であることがわかった。短繊維かさ容積が $0.000 \text{ m}^3/\text{m}^3$ の点(Base)は、これのみ単位粗骨材絶対容積が大きく s/a が異なるため、近似直線に比べスランプフローが小さくなったものと考えられる。

図-3.23 は図-3.8 の横軸を短繊維かさ容積として図示し直したものである。この図より、高性能減水剤の使用量を大きく増加させたものを除いて、単位水量が同じ条件では、短繊維かさ容積の変化によるスランプフローの変化は同程度であることがわかる。図-3.20 に示した $W/B=19\%$ の近似直線を破線で示しているが、実験結果の短繊維かさ容積の変化によるスランプフローの変化の割合（傾き）はよく一致している。単位水量が増加すると、傾きは同程度であるが、全体にスランプフローが大きくなること、高性能減水剤の使用量を増やすとスランプフローが大きくなっていることから、短繊維かさ容積とスランプフローの関係を示す直線式の切片は、単位水量や高性能減水剤を増加させることで大きくなると考えられる。一方、単位粗骨材絶対容積の変化は、この図に示した範囲内ではスランプフローの値には大きな影響を与えないことがわかる。

以上のことから、得られた短繊維かさ容積とスランプフローの関係に影響を与える要因としては水結合材比、単位水量、高性能減水剤の使用量があり、単位粗骨材絶対容積または細骨材率の影響は比較的小さいことがわかった。

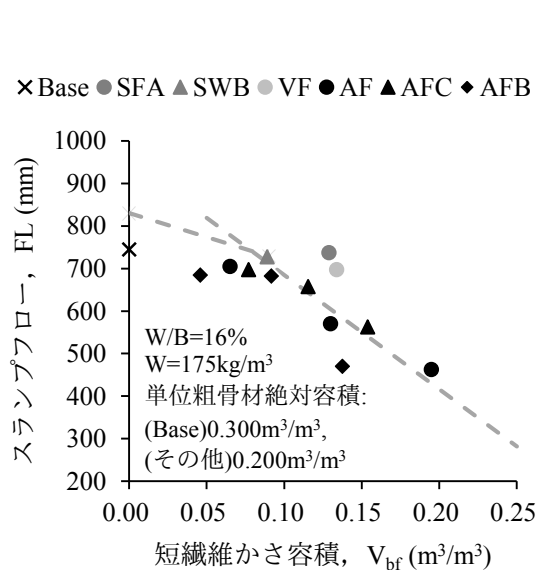


図-3.22 短繊維かさ容積とスランプフローの関係 ($W/B=16\%$)

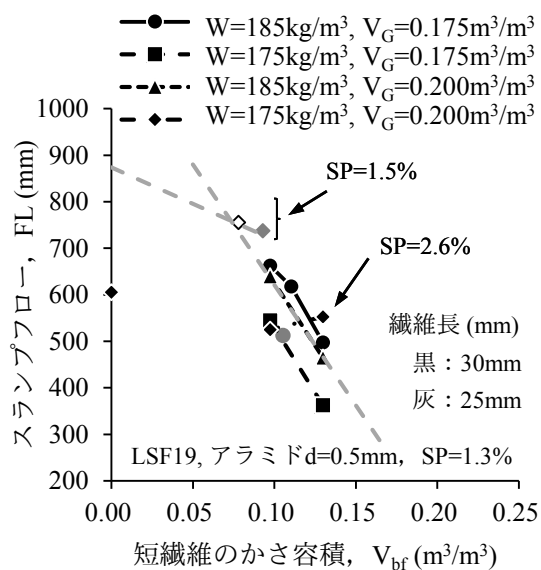


図-3.23 短繊維かさ容積とスランプフローの関係 ($W/B=19\%$, 繊維長変化)

3.3.7 高強度繊維補強コンクリートの流動性に与える短繊維かさ容積と単位粗骨材絶対容積の影響の関係

シリーズ2の実験結果について、図-3.24 に単位粗骨材絶対容積(V_G)とスランプフローの関係、図-3.25 に V_G とスランプの関係を示す。ここで V_G は、表-3.10 に示した値ではなく、表-3.11 に例示したように 1 m^3 あたりの値に計算し直した値で整理している。

図-3.24 より V_G が大きくなるにしたがってスランプフローも小さくなる。短繊維の種類および混入率によってスランプフロー値は異なるものの、その低下の度合いについては短繊維の種類および混入率による差異は小さいようである。また、 V_G が大きくなるほどスランプフローの低下が大きくなる傾向も確認できる。細径鋼繊維 SWA に関しては、 V_G の増加に伴うスランプフローの低下の度合いが小さくなっているが、これは V_G が $0\text{ m}^3/\text{m}^3$ の場合を除いてスランプフローが非常に小さい範囲にあるためである。図-3.25 のスランプの変化に着目すれば、他の短繊維のスランプフローの場合と同様に V_G が大きくなるほどスランプが大きく低下していることがわかる。したがって、いずれの短繊維を用いても、 V_G が大きくなるほど V_G が流動性に与える影響は大きくなる。

前節でも述べたように、本研究においては V_G として $0.150\sim 0.200\text{ m}^3/\text{m}^3$ 程度以上を確保することとし、本実験において粗骨材を混入した場合の V_G の最小値は $0.150\text{ m}^3/\text{m}^3$ 程度である。 V_G が $0.150\sim 0.200\text{ m}^3/\text{m}^3$ 程度以上の範囲において V_G と流動性の関係を考えた場合、図-3.24 または図-3.25 よりこれらは直線関係にあるとして良いと考えた。図-3.26 および図-3.27 に上記の V_G の範囲における V_G とスランプフローまたはスランプの関係を回帰直線と併せて示す。なお、流動性がスランプフローの範囲で変化しているものとスランプの範囲で変化しているものを区別し、図-3.26 におけ

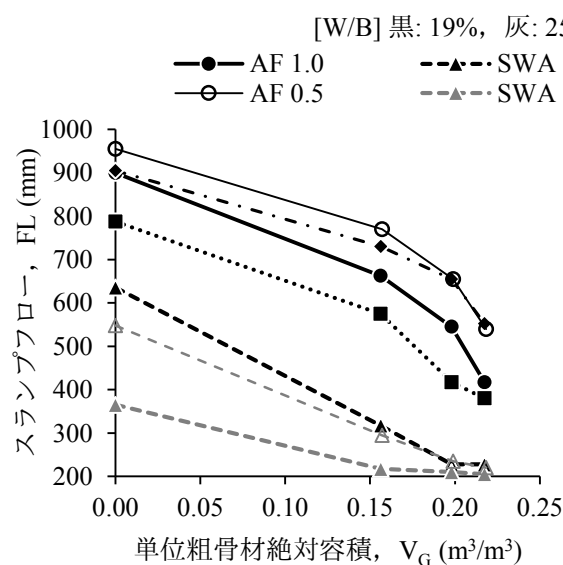


図-3.24 単位粗骨材絶対容積とスランプフローの関係

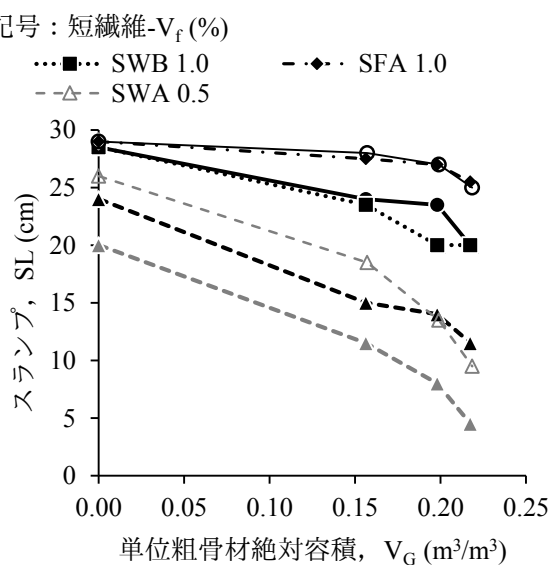


図-3.25 単位粗骨材絶対容積とスランプの関係

る細径鋼繊維 SWA および図-3.27 における SWA 以外の短繊維については省略した。図中の回帰直線は短繊維の種類ごとに示したが、図-3.26 では、それぞれの短繊維でスランプフローを 50mm 変化させる V_G の値は $0.013 \sim 0.018 \text{ m}^3/\text{m}^3$ の範囲にありその差異は小さい。一方、図-3.27 ではスランプを 2 cm 変化させる V_G の値は、 $W/B = 19\%$ の場合は $0.038 \text{ m}^3/\text{m}^3$ 、 $W/B = 25\%$ では $0.014 \text{ m}^3/\text{m}^3$ および $0.018 \text{ m}^3/\text{m}^3$ となり、 W/B が一定であれば短繊維混入率が V_G の変化による流動性変化への影響は小さく、 W/B が小さくなると、 V_G の変化が流動性へ与える影響も小さくなっていることがわかる。これは前節で示した短繊維のかさ容積が流動性へ与える影響と同様の傾向である。本実験では W/B に拠らず単位水量を一定としているため、 W/B が小さくなるほど単位ペースト絶対容積が大きくなる。そのため、相対的に骨材や短繊維の影響が小さくなったものと考えられる。また、 $W/B = 19\%$ では低熱ポルトランドセメント、 $W/B = 25\%$ では普通ポルトランドセメントを用いているが、図-3.5

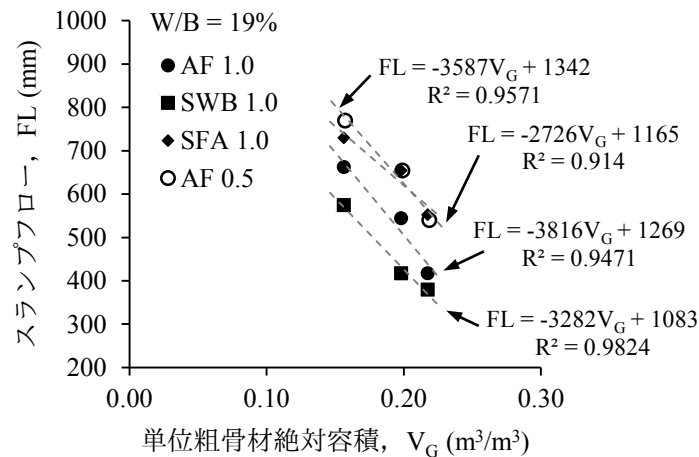


図-3.26 単位粗骨材絶対容積とスランプフローの関係 ($V_G = 0.15 \text{ m}^3/\text{m}^3$ を超える範囲)

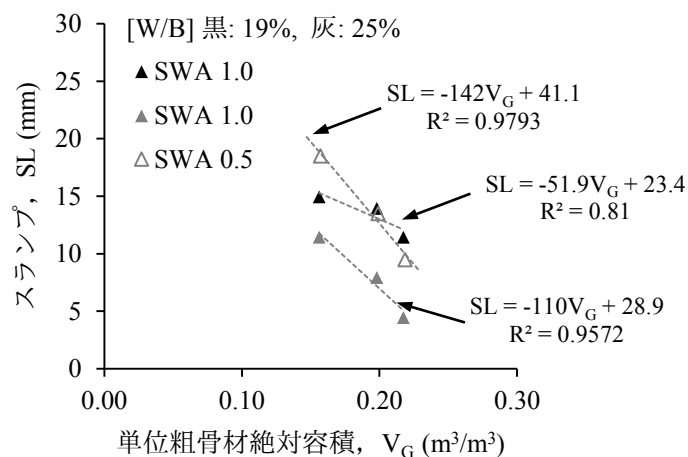


図-3.27 単位粗骨材絶対容積とスランプの関係 ($V_G = 0.15 \text{ m}^3/\text{m}^3$ を超える範囲)

に示したように、セメントの種類も影響を与えていると考えられる。

図-3.28 および図-3.29 は、図-3.24 および図-3.25 をそれぞれ短繊維かさ容積を横軸として整理し直したものである。図-3.29 については $W/B = 19\%$ と $W/B = 25\%$ を分けて図示した。また、図中の凡例は表-3.10 に示した V_G の値で示している。スランプとしては変化がほとんどみられない図-3.29(a)における $V_G = 0.000 \text{ m}^3/\text{m}^3$ を除いて、短繊維かさ容積の変化に対するスランプフローまたはスランプの変化量は、 V_G が異なっても大きくは異ならないことがわかる。

図-3.30 はシリーズ 1 とシリーズ 2 で同じ配合条件となる図-3.20 の $W/B = 19\%$ と図-3.28 の $V_G = 0.200 \text{ m}^3/\text{m}^3$ を一つの図にプロットして比較したものである。図-3.31 は同様に図-3.21 の $W/B = 19\%$ および 25% と図-3.29 の $V_G = 0.200 \text{ m}^3/\text{m}^3$ を一つの図にプロットして比較したものである。練混ぜ手

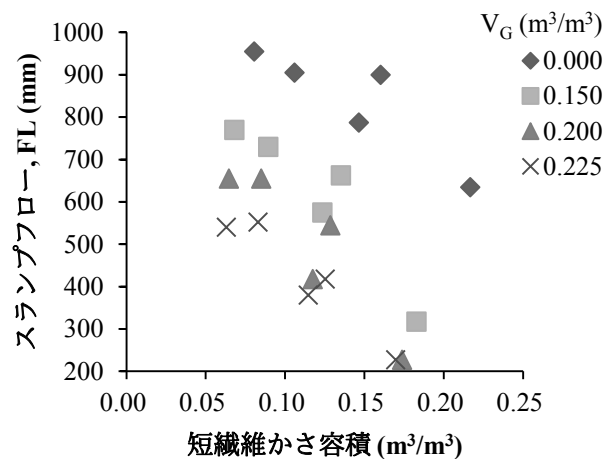


図-3.28 短繊維かさ容積とスランプフローの関係 (シリーズ 2)

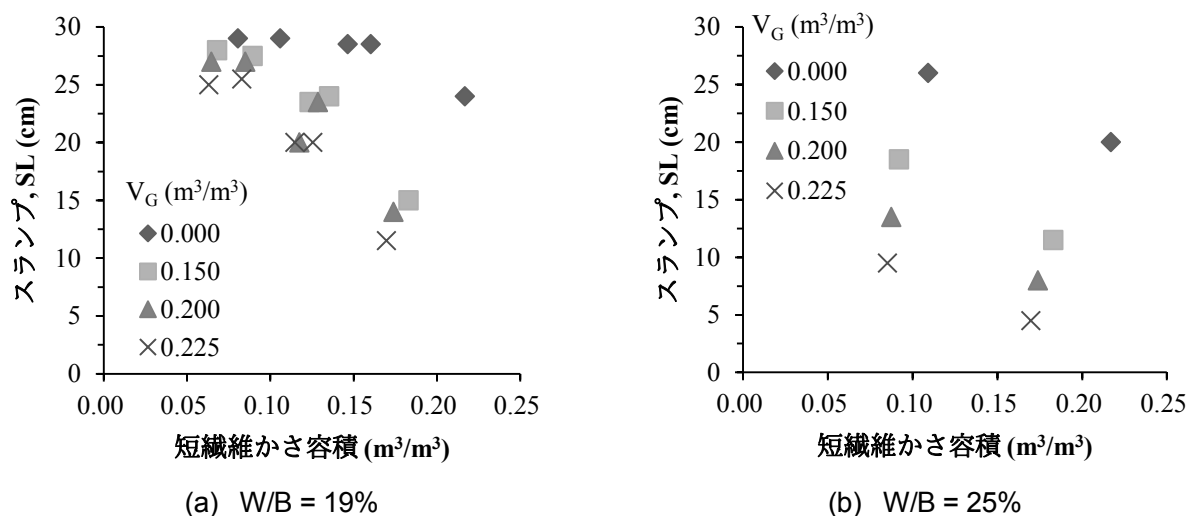


図-3.29 短繊維かさ容積とスランプの関係 (シリーズ 2)

順が異なるためにばらつきはみられるものの、短繊維かさ容積とスランプフローまたはスランプの関係は、両シリーズとも同様の相関関係にあることが確認できる。

図-3.30 および図-3.31 に示した結果から、シリーズ1とシリーズ2の実験結果を比較し、スランプフローまたはスランプをある値だけ変化させるときの短繊維かさ容積の変化量と単位粗骨材絶対容積の変化量を比較することが可能であると考えられる。すなわち、本実験の範囲内では、短繊維かさ容積を $0.01 \text{ m}^3/\text{m}^3$ だけ増加させるときにスランプフローまたはスランプを変化させない為に必要な単位粗骨材絶対容積の減少量は表-3.14 のようになる。W/B=19%のコンクリートをスランプの状態で施工することは、一般には考えられないため考慮しないこととすると、W/B=19%および25%では、短繊維かさ容積を $0.01 \text{ m}^3/\text{m}^3$ 増加させるとき、単位粗骨材絶対容積をおよそ $0.010 \text{ m}^3/\text{m}^3$ 程度減じることで同程度の流動性を得ることができる。

表-3.15 は図-3.20 および図-3.21 に示した近似直線から、スランプフローを 50 mm 減少させる短繊維かさ容積の増加量、ならびにスランプを 2 cm 減少させる短繊維かさ容積を W/B 別に求めたものである。本研究の範囲では、W/B=25%ではスランプのみ、W/B=22~16%では基本的にスランプフローであるが、W/B = 22%で短繊維かさ容積が $0.05 \sim 0.10 \text{ m}^3/\text{m}^3$ の範囲ではスランプでの管理も可能となる。短繊維の実積率が測定されていれば、この表の値を用いることで短繊維を混入した場合のスランプフローまたはスランプの変化量が予測可能であり、表-3.14 と併用することで、所定の流動性を有する高強度繊維補強コンクリートを得ることができると考えられる。

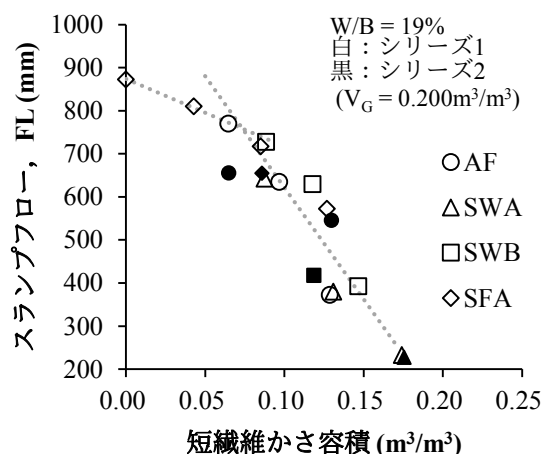


図-3.30 短繊維かさ容積とスランプフローの関係 (シリーズ1および2)

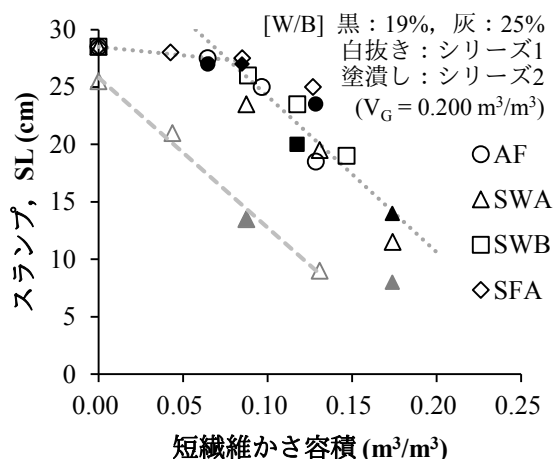


図-3.31 短繊維かさ容積とスランプの関係 (シリーズ1および2)

表-3.14 短繊維かさ容積 0.01 m³ の増加に対応する単位粗骨材絶対容積の減少量

		W/B (%)		
		19		25
		スランプ フロー	スランプ	スランプ
短繊維かさ容積の 範囲 (m ³ /m ³)	< 0.05-0.10	0.005	0.003	0.010
	> 0.05-0.10	0.015	0.026	

(単位：m³/m³)

表-3.15 スランプまたはスランプフローを所定量減少させる短繊維かさ容積の増加量

W/B (%)	スランプフローを 50mm 減少		スランプを 2cm 減少	
	短繊維かさ容積の範囲 (m³/m³)			
	>0.05-0.10	<0.05-0.10	>0.05-0.10	<0.05-0.10
16	0.018	0.04	-	-
19	0.01	0.03	-	-
22	0.01	0.02	0.014	-
25	-	-	0.015	

(単位：m³/m³)

3.4 本章のまとめ

本章では、高強度繊維補強コンクリートの流動性について基本的な情報を整理するとともに、他の配合条件を一定としたもとで短繊維混入率または単位粗骨材絶対容積を変化させ、流動性に与える影響について検討を行った。また、短繊維がコンクリートの流動性に与える影響の評価指標として短繊維かさ容積を提案した。

本章で得られた主な結論は以下の通りである。

- (1) 繊維径 0.66 mm，繊維長 30 mm の PVA 繊維を用いた短繊維補強コンクリートの配合は，水セメント比 33%程度以上では，指針類の配合修正方法を用いることで，所定の流動性を有するコンクリートが得られる，また，高性能 AE 減水剤を使用することで，単位水量を 175 kg/m³ 程度まで減じることができる。
- (2) 繊維径 0.62 mm，繊維長 30 mm の普通鋼繊維は水結合材比が 25%程度でまで小さくなくても，指針案の配合修正方法に準じて粗骨材量を調整することで所定の流動性が得られる。
- (3) 普通鋼繊維よりアスペクト比の大きい高強度鋼繊維や細径鋼繊維を用いる場合，所定の流動性を得るためには指針案の配合修正方法に準じて調整した粗骨材量よりもさらに低減する必要がある。

- (4) 骨材の実積率の測定方法を準用した，短繊維の実積率から計算できるコンクリート 1 m^3 中の短繊維かさ容積を用いることで，フレッシュコンクリートの流動性に与える短繊維の影響を評価することができる．
- (5) フレッシュコンクリートの流動性がスランプ 15cm 程度以上となる場合には，短繊維かさ容積とスランプフローの関係は 2 直線で表すことができ，フレッシュコンクリートの流動性がスランプ 25cm までの範囲にある場合には，短繊維かさ容積とスランプの関係は 1 直線で表すことができる．直線の傾きの絶対値は，W/B が小さくなるほど小さくなる傾向がみられた．
- (6) 本実験の範囲では，W/B=19%および 25%では，短繊維かさ容積を $0.01\text{ m}^3/\text{m}^3$ 増加させるととき，単位粗骨材絶対容積をおよそ $0.01\text{ m}^3/\text{m}^3$ 程度減じることで同程度の流動性が得られると考えられる．
- (7) W/B = 25～16%の高強度繊維補強コンクリートにおける，スランプフローまたはスランプの減少量に対応する短繊維かさ容積の増加量を示した．

参考文献

- 1) 土木学会：鋼繊維補強コンクリート設計施工指針（案），1983. 3
- 2) 日本鉄鋼連盟：2002 年改定鋼繊維補強コンクリート設計施工マニュアル（トンネル編），2002. 11
- 3) 土木学会：2012 年制定コンクリート標準示方書【施工編】，2013. 3
- 4) 日本建築学会：建築工事標準仕様書・同解説 JASS 5 鉄筋コンクリート工事，2009. 2
- 5) 河上浩司，西本好克：Fc 100 N/mm² 級の高強度コンクリートの強度発現に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol. 24, No. 1, pp. 369-374, 2002. 7
- 6) 土木学会：2007 年制定コンクリート標準示方書【施工編】，2008. 3
- 7) 岡村隆吉，松浦茂，橋本誠一，宇智田俊一郎：練混ぜ温度が高ビークライトセメントの流動特性に及ぼす影響，コンクリート工学論文集，Vol. 6, No. 2, pp. 127-137, 1995. 7
- 8) 三宅淳一，松下博通，取違剛：余剰水膜によるモルタルおよびコンクリートのコンシステンシーの評価に関する研究，土木学会論文集 E, Vol. 62, No. 2, pp. 306-319, 2006. 5
- 9) 松下博通，近田孝夫，前田悦孝：コンクリートの配合設計への余剰ペースト理論の適用に関する基礎的研究，土木学会論文集，No. 578/V-37, pp. 57-70, 1997. 11%

第4章 高強度繊維補強コンクリートの力学特性に与える種々の短繊維の影響

4.1 本章の目的

前章では、水結合材比 30～16%の高強度繊維補強コンクリートについて、短繊維の種類および混入率、ならびに粗骨材量の変化に伴うフレッシュコンクリートの流動性の変化について調べ、所定の流動性（スランプまたはスランプフロー）を得るための配合調整方法についての情報を得た。本章では、配合設計において考慮すべき材料特性のひとつである力学特性について検討を行う。主として水結合材比 30～16%の高強度繊維補強コンクリートの圧縮強度、ひび割れ発生強度、曲げ強度等の力学特性に与える短繊維の影響について調べ、水セメント比 40%程度の繊維補強コンクリートとも比較することで、強度域に応じた短繊維の選定方法についても検討する。

4.2 種々の短繊維を用いた水セメント比 40%程度の短繊維補強コンクリートの力学特性

本節では、高強度コンクリートとしてコンクリート標準示方書¹⁾（以下、示方書と称す）に定義されている強度域の範囲ではないが、PC 上部工等に多く用いられる設計基準強度 40 N/mm²程度を想定した、水セメント比 40%前後のコンクリートに対する、種々の短繊維が力学特性に与える影響について検討を行う。

4.2.1 実験概要

実験は 2 シリーズに分けて実施した。すなわち、シリーズ 1 として、単位水量および水セメント比(W/C)を一定とし、短繊維種類および混入率の影響について検討を行った。シリーズ 2 では短繊維を PVA 繊維のみとし、水セメント比、単位水量および短繊維混入率を変化させることで、PC 上部工に用いられる強度域のコンクリートに対する PVA 繊維の影響について検討を行った。

(1) 使用材料

本実験で使用した短繊維を表-4.1 に示す。普通鋼繊維はトンネル覆工等で用いられている一般的なものであり、両端にフック状の加工がされているものである。高強度鋼繊維は普通鋼繊維と形状は同一であるが、引張強度が高く繊維径は小さい。繊維長は粗骨材最大寸法の 1.5 倍以上とするのが一般的^{2), 3), 4)}であり、これらの繊維の繊維長はいずれも 30 mm とした。一方、細径鋼繊維は、一般的には粗骨材を用いない UFC に使用されるタイプの鋼繊維である。繊維長は SWA が 22 mm, SWB が 15 mm であり、粗骨材最大寸法と同程度またはそれより短い。繊維長は短いが繊維径が 0.2 mm と小さいため、アスペクト比は比較的大きくなっている。

合成繊維として、PVA 繊維およびアラミド繊維を用いた。PVA 繊維はコンクリートの補強用として一般的に用いられているものである。アラミド繊維は高強度・高剛性を有する高性能繊維のうち、コンクリート補強用として比較的入手がしやすいことなどから選定したものである。用いたアラミド繊維は、繊維径 0.012 mm のパラ型アラミド繊維（コポリパラフェニレン・3,4' オキシジフェニ

表-4.1 使用した短繊維

記号	種類	繊維径 d (mm)	繊維長 l (mm)	アスペクト 比 l/d	引張強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	密度 (g/cm ³)
SFA	普通鋼繊維	0.62	30	48	1100	200	7.85
SFB	高強度鋼繊維	0.38	30	79	2610～3190	200	7.83
SWA	細径鋼繊維	0.2	22	110	2000 以上	200	7.85
SWB			15	75			
VF	PVA 繊維	0.66	30	45	900	23	1.30
AF	アラミド繊維	0.5	30	60	1716	42	1.39

表-4.2 短繊維以外の使用材料

材料	産地，物性，成分	記号
水	水道水	W
セメント	早強ポルトランドセメント(密度 3.13g/cm ³)	C
細骨材	シリーズ 1：千葉県富津産山砂(表乾密度 2.63g/cm ³ ，吸水率 1.87%)と岩瀬産砕砂(硬質砂岩，表乾密度 2.61g/cm ³ ，吸水率 1.68%)を容積比 4:6 で混合	S
	シリーズ 2：鬼怒川産川砂(表乾密度 2.58g/cm ³ ，吸水率 2.68%)と葛生産砕砂(硬質砂岩，表乾密度 2.64g/cm ³ ，吸水率 0.94%)の等量混合	
粗骨材	シリーズ 1：岩瀬産碎石 2005(硬質砂岩，最大寸法 20 mm，表乾密度 2.64g/cm ³ ，吸水率 0.96%)	G
	シリーズ 2：葛生産碎石 2005(硬質砂岩，最大寸法 20 mm，表乾密度 2.65g/cm ³ ，吸水率 0.60%)	
化学 混和剤	高性能 AE 減水剤(ポリカルボン酸系)	SP
	AE 剤	AE

レン・テレフタラミド) をエポキシ系樹脂により集束し，所定の繊維径としたものである．使用したアラミド繊維のフィラメント自体は引張強度 3410 N/mm²，弾性係数 74 kN/mm² という力学性能を有しているが，集束繊維としての性能は樹脂の影響により表中に示した値となっている．繊維径および繊維長は普通鋼繊維や PVA 繊維と比較的近い値のものとした．

短繊維以外の材料を表-4.2 に示す．セメントには早強ポルトランドセメントを用い，高性能 AE 減水剤および AE 剤を使用して，スランプと空気量の調整を行った．

(2) コンクリートの配合

コンクリートの配合を表-4.3 および表-4.4 に示す．以下，配合名はそれぞれの表に示した記号で称す．

シリーズ1では表-4.3に示すように、PC 上部構造物に使用される設計基準強度 40 N/mm²程度の早強コンクリートを想定し、水セメント比(W/C)は 40%とした。短繊維を使用しない普通コンクリ

表-4.3 コンクリートの配合（シリーズ1）

記号	W/C (%)	W (kg/m ³)	V _G (m ³ /m ³)	SP (C×%)	短繊維の 種類	V _f (%)
Base	40	165	0.370	0.7	—	0
Fb0		175	0.260	1.5	—	0
SFA0.5			0.335	0.7	SFA	0.50
SFA1.0			0.300	0.9		1.00
SFA1.5			0.260	1.5		1.50
SFB1.0			0.300	0.9	SFB	1.00
SWA0.5			0.200	1.5	SWA	0.50
SWA0.75				1.7		0.75
SWA1.0				2.0		1.00
SWB0.5				1.3	SWB	0.50
SWB0.75				1.5		0.75
SWB1.0				1.7		1.00
VF1.5			0.260	1.5	VF	1.50
AF0.5			0.300	0.7	AF	0.50
AF1.0			0.260	1.2		1.00
AF1.5			0.260	1.5		1.50

表-4.4 コンクリートの配合（シリーズ2）

記号	W/C (%)	W (kg/m ³)	V _G (m ³ /m ³)	V _f (%)
33-0	33	165	0.360	0.0
33-0.5		174	0.330	0.5
33-1.0		184	0.300	1.0
		175		
33-1.5		193	0.260	1.5
		185		
		175		
40-0	40	165	0.370	0.0
40-0.5		174	0.340	0.5
40-1.0		184	0.300	1.0
		175		
40-1.5		193	0.260	1.5
		185		
		175		
50-0	50	165	0.380	0.0
50-0.5		174	0.340	0.5
50-1.0		184	0.300	1.0
		175		
50-1.5		193	0.260	1.5
		185		
		175		

ートである配合 Base の単位水量（記号：W）は、示方書に示される標準範囲（155～175 kg/m³）の中心値である 165 kg/m³ とし、単位粗骨材絶対容積（記号：V_G）は 0.370 m³/m³ とした。スランプは 12±2 cm 程度である。

短繊維補強コンクリートの配合は、第 3 章に示した流動性に関する検討の結果に準じて定めた。普通鋼繊維および PVA 繊維を使用する場合には W=175 kg/m³ とし、短繊維混入率（容積百分率，記号：V_f）0.1%の増加に対して V_G を 0.007 m³/m³ 程度低減することとした。配合 Fb0 は SFA1.5 または VF1.5 から短繊維を除いた配合であり、短繊維混入に伴う配合変化の影響を検討する目的で設定したものである。

本実験では V_G の最小値は 0.200 m³/m³ とし、本実験では、細径鋼繊維を用いる場合は V_f によらず V_G = 0.200 m³/m³ で一定とした。アラミド繊維についても同様であるが、3.2.2 で流動性の検討を行った配合を力学特性の確認にも用いた。

シリーズ 2 では表-4.4 に示すように、コンクリートの水セメント比(W/C)は 33%, 40%, 50%の 3 水準であり、3.2.1 で流動性の検討を行った配合と同様である。

シリーズ 1, シリーズ 2 とも、すべての配合で空気量の設計値は 4.5%であり、AE 剤を用いて±1.0%程度に調整した。

(3) 実験方法

コンクリートの練混ぜには、公称容積 100 リットルの強制 2 軸ミキサを使用し、空練りを 10 秒、モルタル練りを 90 秒、コンクリート練りを 90 秒行った。短繊維を使用する場合には、これを含まない状態のコンクリート練りを終えた後、短繊維を全量投入し、さらに 60 秒の練混ぜを行った。コンクリートの練混ぜ後、ただちにフレッシュ性状を確認し力学特性確認のための供試体を製作した。各供試体は材齢 1 日で脱型後、所定の材齢まで標準水中養生を行った。力学特性の確認は、シリーズ 1 では、圧縮強度試験(JIS A 1108)、静弾性係数試験(JIS A 1149)、割裂引張強度試験(JIS A 1113)、曲げ強度および曲げタフネス試験(JSCE-G552)、せん断強度試験(JSCE-G553)および切欠きはりの曲げ試験（「切欠きはりを用いたコンクリートの破壊エネルギー試験(JCI-S-001-2003)」および「切欠きはりを用いた繊維補強コンクリートの荷重-変位曲線試験方法(JCI-S-002-2003)」）により行った。シリーズ 2 では、圧縮強度試験、静弾性係数試験、曲げ強度および曲げタフネス試験を実施した供試体の作製は JSCE-F552「鋼繊維補強コンクリートの強度およびタフネス試験用供試体の作り方(案)」に準じて行った。両シリーズとも、各試験は材齢 28 日で実施し、各試験結果はいずれの試験も供試体 3 体の平均値とした。なお、シリーズ 1 における割裂引張強度試験ではひび割れ発生強度を求めることとし、超高強度繊維補強コンクリートの設計・施工指針（案）⁵⁾（以下、UFC 指針と称す）を参考に、供試体端面のひずみを計測し、ひずみ変化が不連続になった応力を割裂ひび割れ発生強度とした。

4.2.2 実験結果および考察

(1) 圧縮強度

V_f と圧縮強度の関係を図-4.1に示す．短繊維を用いない Base および Fb0 については V_f に関係なく示しており，これ以降の図でも同様である．普通鋼繊維，高強度鋼繊維，PVA 繊維およびアラミド繊維については，短繊維の種類による圧縮強度の差異はみられず， V_f の増加にしたがって圧縮強度も増加する傾向が見られる．しかし，Base に対して， V_G を減じた Fb0 の圧縮強度も増加しており，その増加の程度は前述の各繊維の混入による増加と同程度である．つまり，これらの圧縮強度の増加は， V_f の増加に伴って減じた V_G の影響が大きいと考えられる．

一方，細径鋼繊維 SWA および SWB を用いた場合は他の配合に比べ圧縮強度が大きい．繊維長の大きい SWA のほうが若干圧縮強度が高いものの，繊維長の影響は小さいようである．図-4.2 は圧

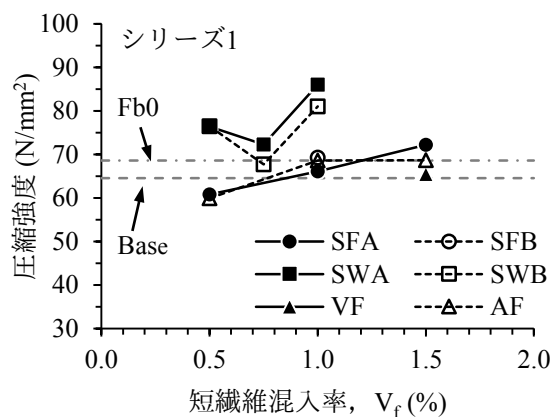


図-4.1 V_f と圧縮強度の関係

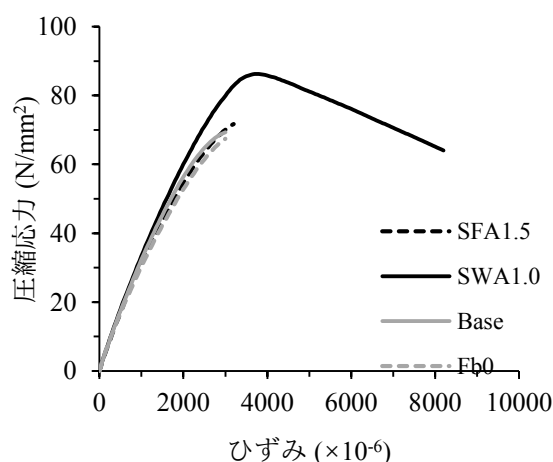


図-4.2 圧縮強度試験における応力-ひずみ曲線の一例

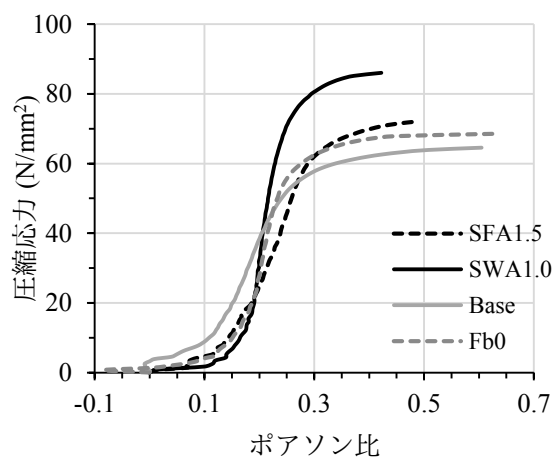


図-4.3 圧縮強度試験における圧縮応力とポアソン比の関係の一例

縮強度試験で得られた応力－ひずみ曲線の一例である．SFA1.5 の応力ひずみ曲線は Base や Fb0 と同様であるのに対し，Base と SWA1.0 を比較すると，細径鋼繊維の混入により高い応力域まで剛性の変化が小さく，また，圧縮強度時のひずみも 30%程度大きくなっている．Fb0 と比較すると，その差異はより明確になっていることがわかる．図-4.3 は圧縮応力とポアソン比の関係の一例を示したものである．ここでポアソン比は各の圧縮応力時の縦ひずみと横ひずみの比であり，圧縮応力の増加に伴うポアソン比の変化を図示したものである．この図から明らかなように，SWA1.0 では圧縮応力が高い領域にあってもポアソン比の増加が小さい．すなわち，Base や SFA1.5 等と比べて横ひずみの増加の程度が小さいことがわかる．これらのことより，細径鋼繊維は他の短繊維に比べて供試体の変形を拘束する効果が高く，圧縮強度の増加に寄与していると考えられる．

図-4.4 にシリーズ 2 より得られたセメント水比と圧縮強度の関係を示す．既往の研究⁶⁾では，所定の圧縮強度を確保するためには短繊維混入率 0～1.5%の範囲でこれを増加させるごとに，水セメント比を小さくする必要があるとしている．しかし，実験結果によれば，短繊維混入率を増加させても，セメント水比と圧縮強度の関係は変化していない．また，短繊維混入率が 1.0, 1.5%において高性能 AE 減水剤の使用量を増加させ，単位水量を減じても両者の関係に対する影響は小さい．圧縮強度のばらつきの原因としては，空気量が許容範囲内で供試体ごとに多少のばらつきがあることや，短繊維混入率によって型枠内への密実な充てんを得るために必要となる振動締固めの程度が異なり，これにより空気の抜け具合が異なること等が考えられるが，いずれにしろ，圧縮強度のばらつきは小さい．したがって，適切に配合設計を行えば，短繊維混入率が 0～1.5%の範囲では，PVA 繊維の混入が圧縮強度に与える影響は小さいと言える．

(2) 静弾性係数

V_f と静弾性係数の関係を図-4.5 に示す．鋼繊維では必ずしも V_f と静弾性係数の間に明確な傾向

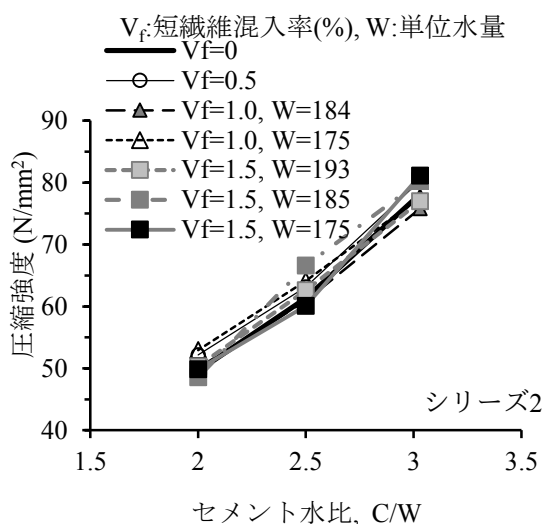
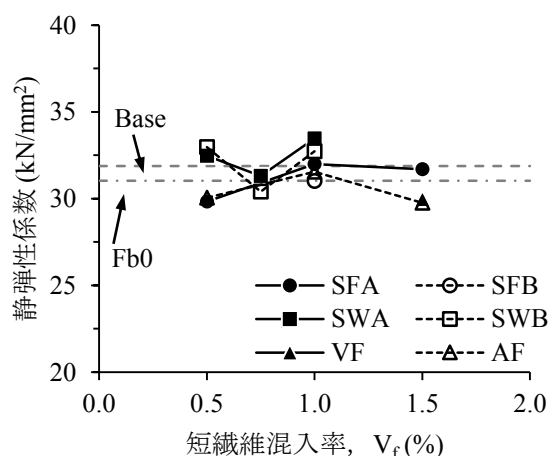


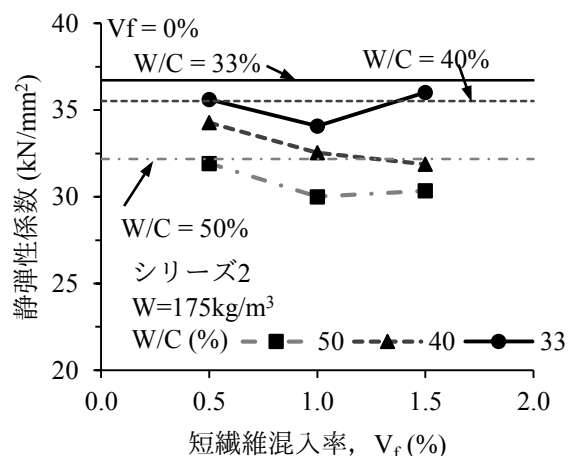
図-4.4 セメント水比と圧縮強度の関係

は見られないものの、PVA 繊維やアラミド繊維では V_f が大きな場合、弾性係数が低下する傾向が確認できる。図-4.5(a)において Base に対して短繊維は混入せず V_G を減じた Fb0 の静弾性係数が小さくなっていることに着目し、 V_G と静弾性係数比の関係を示したものが図-4.6 である。静弾性係数比とは、短繊維を混入しないベース配合を 1 とした比の値で表示している。また、比較として短繊維を用いない $W/C = 40\%$ のコンクリートについて V_G と静弾性係数の関係を調べた既往の実験結果¹⁰⁾ もあわせて示した。

短繊維を用いない Base および Fb0 (図中の ‘シリーズ 1($V_f = 0\%$)’) や文献 7) のデータから、 V_G の減少に伴って静弾性係数が低下する傾向にあることがわかる。ただし、シリーズ 1 の $V_f = 0\%$ の結果と文献 7) のデータの傾きが異なることからわかるように、使用している骨材の違いにより低



(a) シリーズ 1



(b) シリーズ 2

図-4.5 V_f と静弾性係数の関係

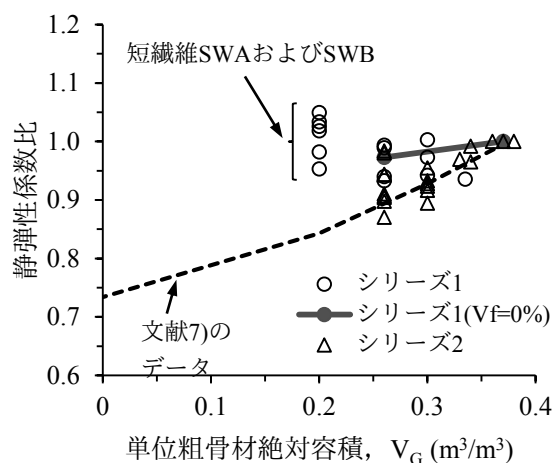


図-4.6 V_G と静弾性係数比の関係

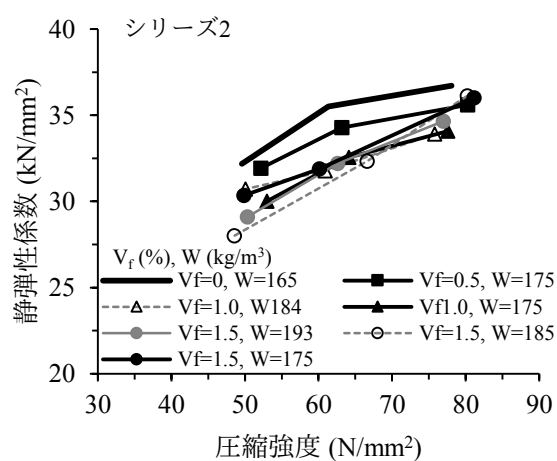


図-4.7 圧縮強度と静弾性係数の関係

下の度合いは異なっているようである。普通鋼繊維，高強度鋼繊維，PVA 繊維およびアラミド繊維については，ばらつきはあるものの V_G の減少に伴う静弾性係数の低下傾向が確認できるが，細径鋼繊維については，静弾性係数比が 1.0 より大きくなる結果も得られている。これは，図-4.2 で示したように，細径鋼繊維による変形の拘束効果が大きく， V_G の影響を上回ったことによるものと考えられる。図-4.7 はシリーズ 2 における圧縮強度と静弾性係数の関係を示したものである。W/C 一定の条件で単位水量を増加させるとペーストの絶対容積が増加することになるため，静弾性係数に影響を与えることが考えられるが，本実験の範囲内では単位水量の影響は明確ではなかった。

(3) 割裂ひび割れ発生強度

V_f と割裂ひび割れ発生強度の関係を図-4.8 に示す。一般のコンクリートでは，粗骨材量の増加は脆弱な遷移帯の増加に繋がるため，割裂引張強度は低下する傾向にある⁸⁾。短繊維を用いない場合，割裂引張強度と割裂ひび割れ発生強度はほぼ等しくなるため，本実験においても，Base と比較して Fb0 では割裂ひび割れ発生強度が大きくなっている。

短繊維を用いた場合では，たとえば普通鋼繊維では V_f の増加に伴って割裂ひび割れ発生強度も増加する傾向が見られるが，Base と Fb0 の差と同程度であり， V_G の減少の影響が大きいと考えられる。一方，細径鋼繊維においても， V_f の増加に伴い割裂ひび割れ発生強度が増加しているが，細径鋼繊維を用いた配合では V_f によらず V_G は一定である。したがって， V_G の減少の影響だけでなく，細径鋼繊維の混入によって割裂ひび割れ発生強度が増加していると考えられる。繊維長の影響については明確ではなかった。

(4) 曲げ強度

シリーズ 1 の曲げ強度試験における荷重－たわみ曲線を図-4.9 に示す。また， V_f と曲げひび割れ発生強度の関係を図-4.10 に， V_f と曲げ強度の関係を図-4.11 に示す。曲げひび割れ発生強度は，供試体の引張縁にひずみゲージを貼り付け，ひずみ変化が不連続になった点から判断した。なお，曲

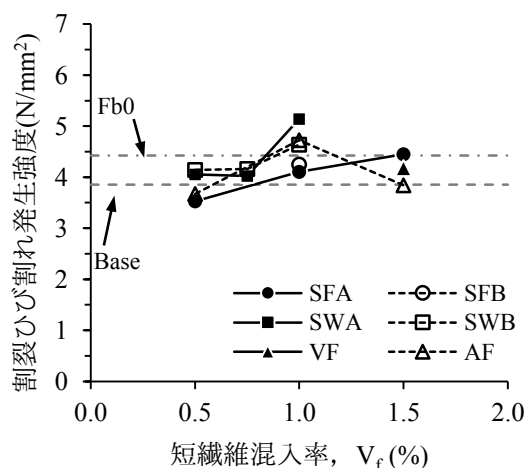


図-4.8 V_f と割裂ひび割れ発生強度の関係

げ破壊後の破壊面を観察すると、PVA 繊維以外の短繊維は破断することなく抜け出していたが、PVA 繊維については、破断していると考えられるものも観察された。

曲げひび割れ発生強度については、前述の割裂ひび割れ発生強度と比較して、Base と Fb0 の関係から V_G の影響は小さく、細径鋼繊維を除いて短繊維の混入および V_f との間にも明確な傾向は見られなかった。細径鋼繊維については、割裂ひび割れ発生強度の場合と同様に、 V_f の増加にともなって曲げひび割れ発生強度も増加する傾向がみられた。

一方、曲げ強度については、 V_G の影響が小さいのは同様であるが、 V_f の影響が明確にあらわれた。曲げ強度は図-4.9 に示した荷重-たわみ曲線における最大荷重から、全断面を有効として計算される値である。前述の通り曲げひび割れ発生強度には短繊維の影響は小さく、曲げひび割れの発生

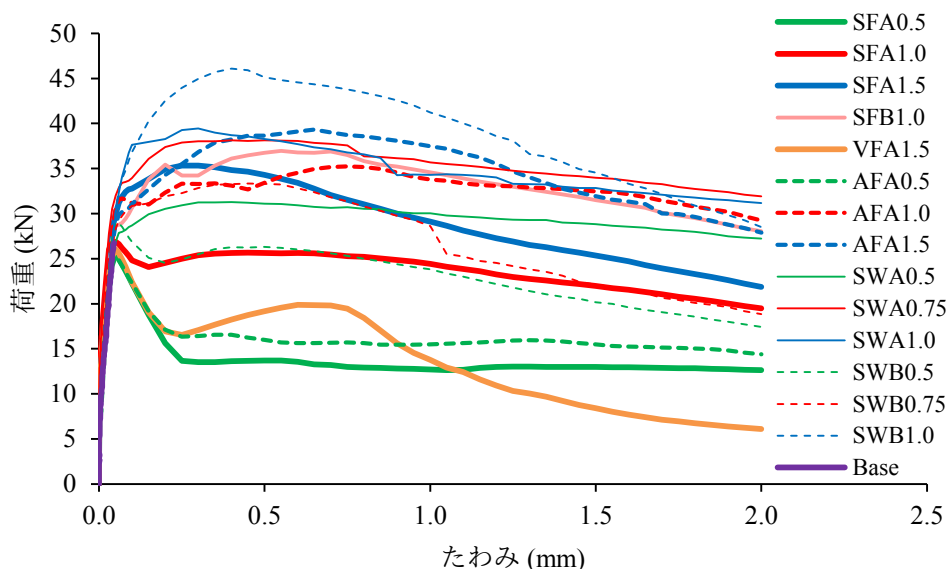


図-4.9 曲げ強度試験における荷重-たわみ曲線 (シリーズ 1)

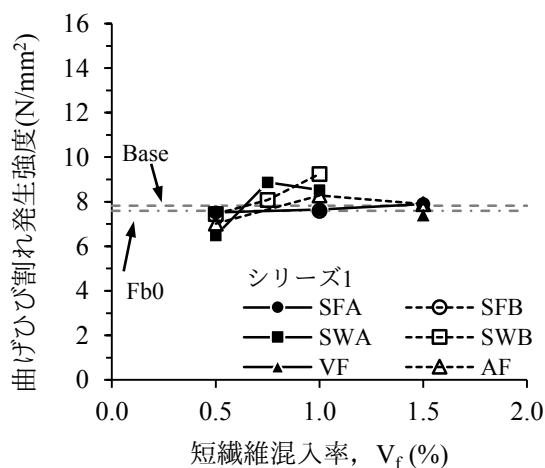


図-4.10 V_f と曲げひび割れ発生強度の関係

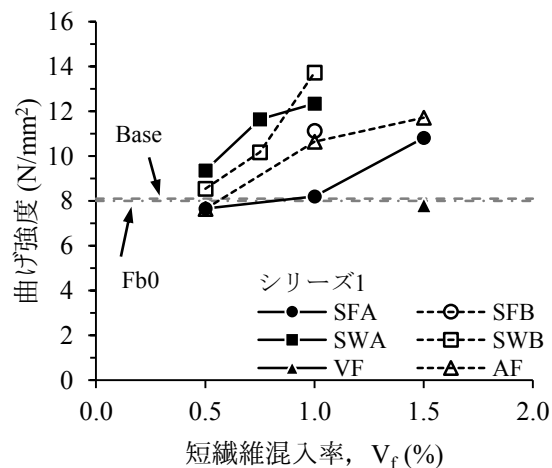


図-4.11 V_f と曲げ強度の関係

後に短繊維の架橋応力によって荷重を保持する．このひび割れ発生後の荷重が短繊維の種類および混入率によって変化することとなる．したがって，図-4.9 からわかるように，短繊維の種類によってある V_f まではひび割れ発生後の荷重がひび割れ発生荷重を上回らないために，曲げ強度としては短繊維を混入しないものと同程度の値となる．

鋼繊維に着目すると，いずれも V_f の増加に伴って曲げ強度も増加しているが，普通鋼繊維では $V_f = 1.0\%$ 以下では，曲げ強度の増加はわずかであり，Base および Fb0 と同程度である．一方，細径鋼繊維は繊維長が短いにもかかわらず，他の鋼繊維に比べ同じ V_f に対して高い曲げ強度が得られており，高い補強効果を有しているといえる．

合成繊維では，PVA 繊維は $V_f = 1.5\%$ であっても Base と同程度の曲げ強度であったのに対し，アラミド繊維を用いると普通鋼繊維を上回る曲げ強度が得られた．本実験で用いたアラミド繊維は， $W/C = 40\%$ のコンクリートが対象であっても一般的な鋼繊維を上回る補強効果を有していることがわかった．

図-4.12 および図-4.13 はシリーズ 2 の結果，すなわち PVA 繊維を用いて水セメント比や単位水量を変化させた場合の V_f と曲げひび割れ発生強度比または曲げ強度の関係を示したものである．曲げひび割れ発生強度比および曲げ強度比とは，各水セメント比において PVA 繊維を含まないコンクリート ($V_f = 0\%$) の曲げひび割れ発生強度および曲げ強度を基準とし，PVA 繊維を含むコンクリートの各値との比を求めたものである．図-4.12 および図-4.13 より曲げひび割れ発生強度比および曲げ強度比は，短繊維混入率の増加とともに低下する傾向がみられる．

表-4.1 に示したように PVA 繊維の弾性係数は他の短繊維に比べ小さく，コンクリートと同等以下である．そのような短繊維を混入しても，ひび割れ発生以前の弾性変形時には短繊維の荷重負担は小さいものと考えられる⁹⁾．したがって，短繊維混入率が大きくなるほど短繊維を除いたコンクリートマトリクス部分での荷重負担が大きくなるため，曲げひび割れ発生強度は短繊維混入率の増加

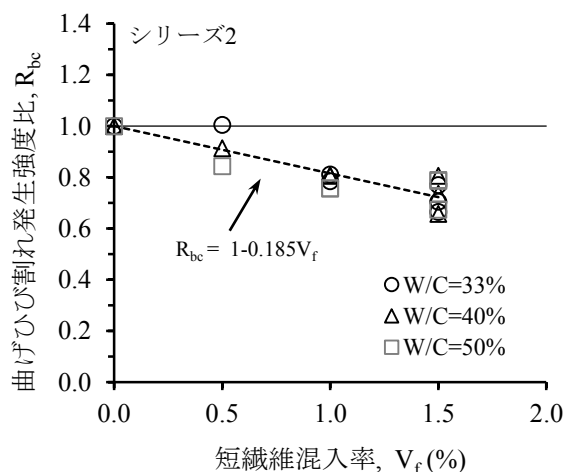


図-4.12 V_f と曲げひび割れ発生強度比の関係

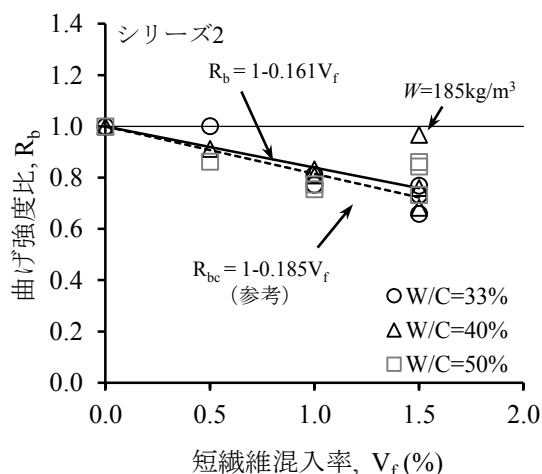


図-4.13 V_f と曲げ強度比の関係

とともに低下したものと考えられる。

一方、曲げ強度は、前述の通り短繊維混入率が小さい場合には曲げひび割れ発生強度と同値になるため、図-4.13 に示す短繊維混入率と曲げ強度比の関係は、曲げひび割れ発生強度比との関係と同様であるが、短繊維混入率を 1.5%まで高めると、水セメント比や単位水量の条件によっては、曲げひび割れ発生後の荷重の増加により、曲げ強度比の試験値は短繊維混入率と曲げひび割れ発生強度比の関係を表す回帰線よりも高くなるものが確認された。本実験の範囲では、短繊維混入率 1.5%、水セメント比 40%および単位水量 185 kg/m^3 とした場合には曲げ強度比が 1.0 近くまで回復している。ただし、短繊維混入率 1.5%までの範囲では、曲げひび割れ発生強度および曲げ強度は、PVA 繊維を混入しないコンクリートよりも低下する傾向にあるため、PVA 繊維を使用する場合はこのことを考慮する必要がある。

V_f と曲げじん性係数の関係を図-4.14 に示す。曲げじん性係数とは、曲げ強度試験で得られる荷重－たわみ曲線下の面積を基準に平均化した換算曲げ強度である。したがって、短繊維を用いない Base や Fb0 では、所定のたわみまでの荷重－たわみ曲線を測定できないため、曲げじん性係数の算出もできない。図中にはシリーズ 1 の結果およびシリーズ 2 の $W/C=40\%$ の結果を示した。図-4.14 より、曲げ強度では変化の小さかった普通鋼繊維の $V_f = 1.0\%$ 以下や PVA 繊維であっても、 V_f の増加に伴って曲げじん性係数が増加しており、曲げ強度に比べてより明確に V_f の影響が確認できる。これは、図-4.9 から分かるように、荷重－たわみ曲線においてひび割れ発生時が最大荷重となる配合であっても、ひび割れ発生以降に保持できる荷重の大きさが短繊維の種類および混入率によって異なるためである。シリーズ 2 の結果からは単位水量によって曲げじん性係数にばらつきがみられるが、実験の範囲では相関関係は認められない。曲げじん性係数は短繊維を用いないコンクリートでは測定することが困難であるため、短繊維自体の混入による効果は評価できないが、短繊維の種類や混入率による相対的な評価には、曲げ強度よりも適していると言える。

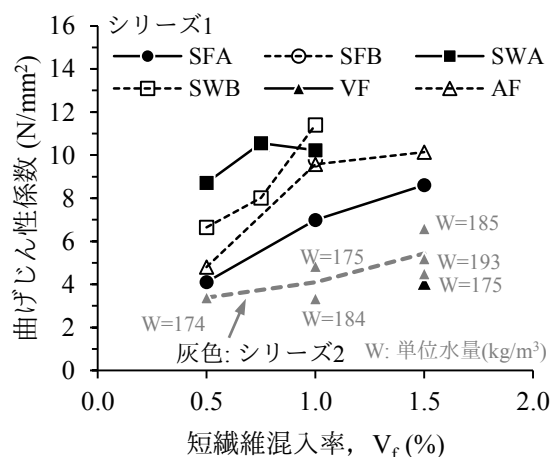


図-4.14 V_f と曲げじん性係数の関係

(5) セン断強度

V_f とせん断強度の関係を図-4.15に示す。せん断強度も曲げじん性係数の場合と同様に V_f の影響が明確に現れた。Base と Fb0 の比較より、 V_G が小さくなるとせん断強度も小さくなる傾向にあるが、短繊維を混入すると V_G が小さくなっているにもかかわらず大きなせん断強度が得られている。このことから、短繊維によるせん断補強効果は粗骨材の影響に比べて大きいことがわかる。鋼繊維に着目すると、任意の V_f では細径鋼繊維>高強度鋼繊維>普通鋼繊維の順に補強効果が高く、細径鋼繊維では繊維長が長いほうが、せん断強度が高くなった。合成繊維ではアラミド繊維は普通鋼繊維と同程度のせん断強度が得られ、PVA 繊維を $V_f = 1.5\%$ 混入した場合のせん断強度は、Base より大きい値が得られるものの、アラミド繊維や普通鋼繊維を $V_f = 0.5\%$ とした場合と同程度のせん断強度であった。

(6) 切欠きはりの曲げ試験によるタフネスの評価

切欠きはりの曲げ試験によって得られた荷重-CMOD (ひび割れ肩口開口変位) 曲線を図-4.16に示す。この試験は一般に、ひび割れの開口にともない消費されるエネルギー (破壊エネルギー) を測定するために行われる試験であり、本実験においても、短繊維を用いない Base および Fb0 であっても、最大荷重以降の軟化域の荷重-CMOD 曲線を測定することが可能であった。なお、図中には Fb0 の荷重-CMOD 曲線は示していないが、Base に対して有意な差はみられなかった。

図-4.17に V_f と破壊エネルギー(G_F)または $CMOD = 4\text{mm}$ までのタフネス(T_{CMOD4})の関係を示す。タフネスの算出を $CMOD = 4\text{mm}$ までの測定データからとしたのは、本来の破壊エネルギーは供試体が完全に破断するまでの荷重-CMOD 曲線から求めること、短繊維補強コンクリートで供試体が完全に破断するまで試験を行うことは困難であるが、繊維の架橋効果を評価するにはタフネスの計算に用いるひび割れ幅は大きいほうが望ましい¹⁰⁾こと、および測定に使用したクリップゲージの容量から $CMOD$ が 4mm 程度までしか測定できなかったものがあることを考慮して設定した。短繊維

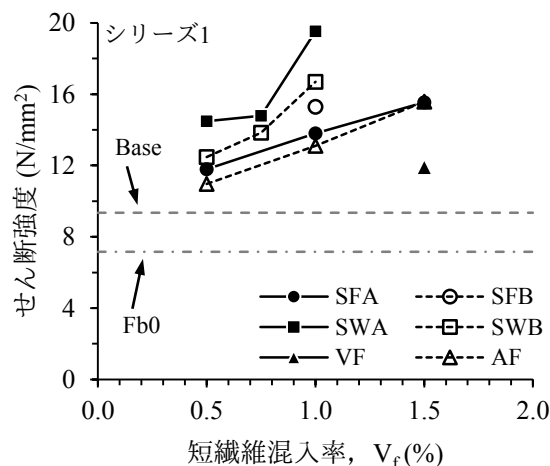


図-4.15 V_f とせん断強度の関係

を用いていない Base および Fb0 では G_F ，その他の短繊維補強コンクリートでは T_{CMOD4} を示した。 G_F は図-4.16 に示した荷重－CMOD 曲線において，供試体が破断するまでの曲線下の面積から求められるが，短繊維を用いた場合には，供試体の破断までの荷重－CMOD 曲線を測定することが困難であるため， $CMOD = 4mm$ までの面積から G_F と同様に求めたものを T_{CMOD4} とした。

図-4.17 に示すように，Base および Fb0 の G_F は $0.15 N/mm$ 程度であったのに対し，短繊維を混入した場合には，本実験において最も小さいものでも T_{CMOD4} は $1 N/mm$ を上回り， V_f の増加とともに T_{CMOD4} も増加する。図-3.11 に示した曲げ強度では Base および Fb0 と同程度であった短繊維の種類および混入率でも，タフネスに着目すると相当に向上していることが，この図より明らかである。

また，図-4.14 に示した曲げじん性係数と比較すると，細径鋼繊維について，繊維長の影響が明確

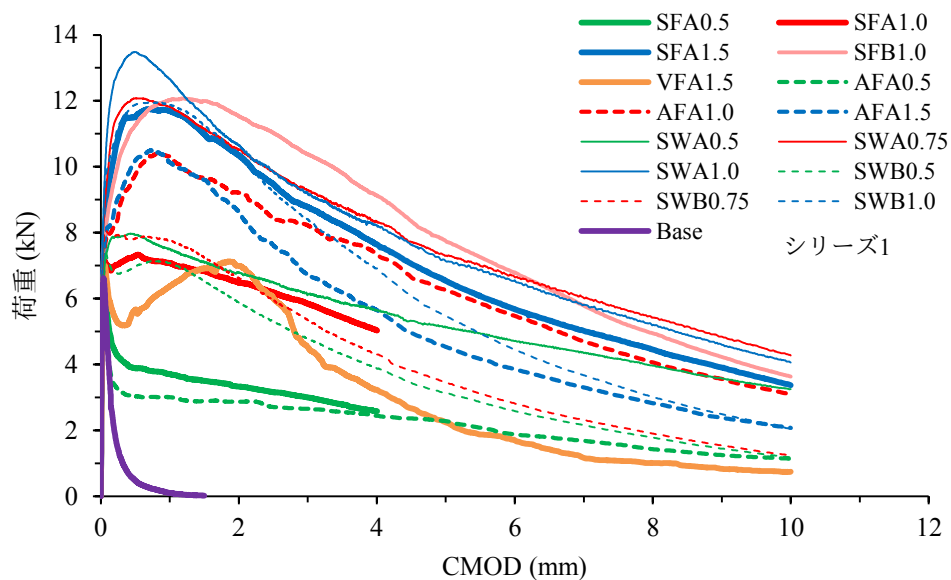


図-4.16 切欠きはりの曲げ試験における荷重－CMOD 曲線

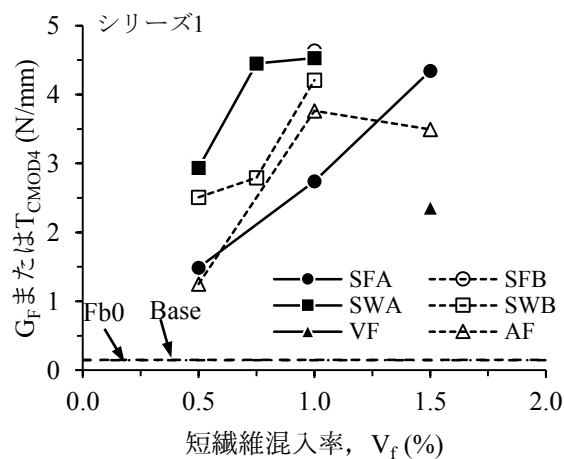
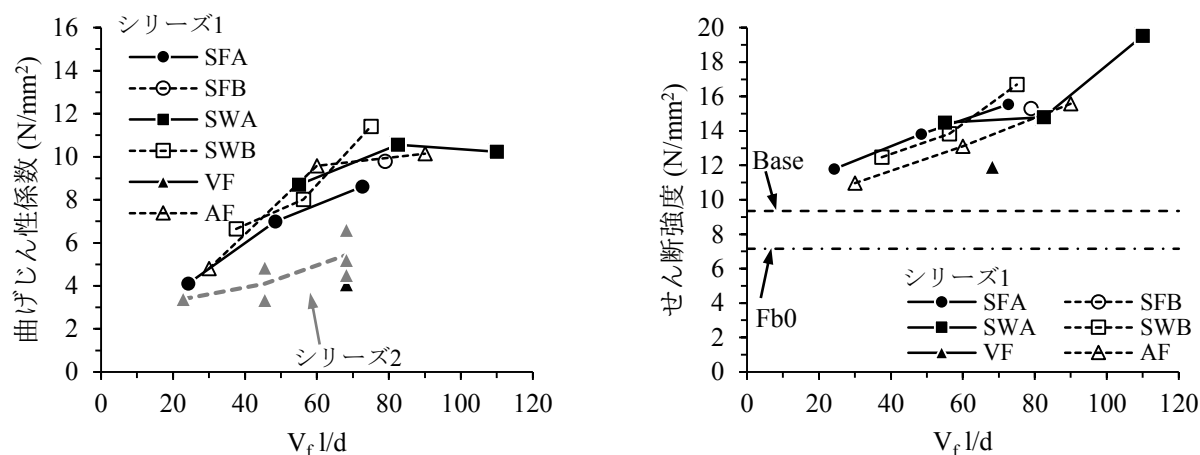


図-4.17 V_f と G_F または T_{CMOD4} の関係

となり、繊維長が長いほうが T_{CMOD4} が大きい。ただし、SWA では $V_f=0.5\%$ から 0.75% の間で大きく増加し、 0.75% と 1.0% の間ではその増加はわずかであった。一方、SWB では $V_f=0.5\%$ から 0.75% の間より 0.75% と 1.0% の間での増加が大きい。この点に関しては次項で考察する。アラミド繊維は $V_f=1.0\%$ で頭打ちがみられ、PVA 繊維は曲げじん性係数ではアラミド繊維や普通鋼繊維の $V_f=0.5\%$ と同程度となるのに対し、 T_{CMOD4} では普通鋼繊維の $V_f=1.0\%$ と同程度であった。

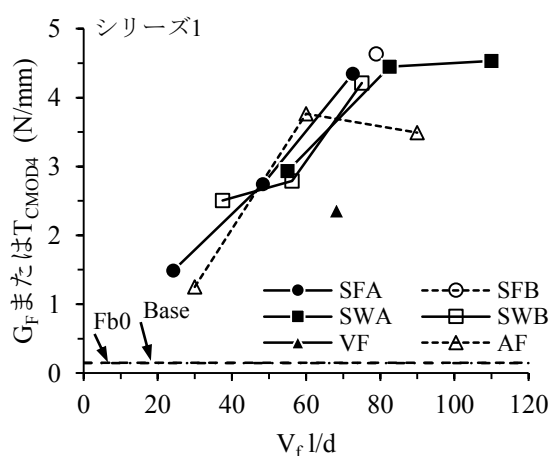
4.2.3 短繊維の形状寸法を考慮した補強効果の評価

短繊維による補強効果は短繊維とマトリクスの応力伝達により発揮される。したがって、コンクリート中に含まれる短繊維の表面積の総和が大きいほど補強効果が高くなることが予想される。しかし、コンクリート中に含まれる短繊維の表面積の総和のみでは、繊維長のみが異なる短繊維の補強効果の相違は考慮できない。そこで、短繊維混入率 (V_f) と短繊維のアスペクト比 (l/d) の積によ



(a) 曲げじん性係数

(b) セン断強度



(c) 切り欠きはりの曲げ試験による $CMOD=4mm$ までのタフネス(T_{CMOD4})

図-4.18 $V_f \cdot l/d$ と曲げじん性係数、せん断強度および T_{CMOD4} の関係

って整理することを検討する．短繊維混入率とアスペクト比の積については，これによって曲げ強度の増加率がほぼ一義的に決まるという報告¹¹⁾もなされている．

図-4.18 は，短繊維混入率とアスペクト比の積 $V_f \cdot l/d$ と曲げじん性係数，せん断強度および T_{CMOD4} の関係である．本実験の範囲内ではあるが，鋼繊維に着目すると，形状寸法の違いによらず $V_f \cdot l/d$ の増加に伴って曲げじん性係数等もがほぼ一義的に決まるような関係があることがわかった．図-4.17 においては，細径鋼繊維が繊維長によって T_{CMOD4} が顕著に増加する V_f が異なる現象がみられた．しかし，図-4.18(c)によれば，SWA および SWB はいずれも， $V_f \cdot l/d$ が 60 から 80 の間で T_{CMOD4} が顕著に増加しており，同様の相関関係として表現されている．一方，合成繊維に関しては，アラミド繊維は鋼繊維と同程度の補強効果を有していること，PVA 繊維は曲げに対する補強効果は鋼繊維およびアラミド繊維に比して小さいものの，せん断に対する補強効果は比較的大きいことなどがこの図より読み取ることができる．

前述の通り，PVA 繊維のみ繊維の破断が確認されており，図-4.18 で認められる PVA 繊維と鋼繊維およびアラミド繊維の差異は，繊維の破断の有無が影響している可能性がある．繊維の破壊形態については，繊維長や繊維径のほか，マトリクスとの付着強度や繊維がマトリクスから引き抜かれる際の見かけの引張強度が影響すると考えられる．この点についてはより詳細な検討が必要であるが，本実験の範囲内における鋼繊維およびアラミド繊維の結果から，繊維が破断せず引き抜けた場合には，短繊維混入率とアスペクト比の積 $V_f \cdot l/d$ によって，形状寸法の違いによらず，短繊維の補強効果を簡易的に評価できる可能性がある．

ここで， $V_f \cdot l/d$ の物理的意味を考えると以下のようなものである．今，ひび割れ断面を短繊維が破断せずに架橋している状態を考える．ただし，簡単のために，短繊維は引張応力方向の 1 方向に配向し，一様に分散しているものとする．このとき，任意の断面を跨ぐ短繊維について，今着目した断面で分割された短繊維の繊維長のうち短い側の平均長は $l/4$ となる．したがって，繊維長 l ，繊維径 d ，短繊維に生じる引張応力度 σ ，短繊維のマトリクスに対する付着応力度 τ の間には次の関係が成立する⁹⁾．

$$\frac{l}{d} = \frac{\sigma}{\tau} \quad (1)$$

ここで式(1)の両辺に V_f を乗じる． V_f は短繊維の体積混入率であるが，今仮定している理想的な条件下では，任意の断面における短繊維の面積比率と等しい．したがって， σV_f は着目断面に生じている引張力となり，右辺は引張力を短繊維とマトリクスの付着応力で除した値，すなわちひび割れ断面から突出している短繊維の表面積を表す．したがって， $V_f \cdot l/d$ は，ひび割れ断面から突出している短繊維の表面積と同値であることがわかる．

4.3 種々の短繊維を用いた水結合材比 30～25%の短繊維補強コンクリートの力学特性

4.3.1 実験概要

(1) 使用材料およびコンクリートの配合

使用材料を表-4.6 および表-4.7 に、コンクリートの配合を表-4.8 に示す. 3.2.3 で検討を行った配合のうち、水結合材比(W/B)が 30%および 25%で、材料分離などを生じなかった配合を用いて力学特性の確認を行った. したがって、結合材は W/B=30%では普通ポルトランドセメント、W/B=25%では普通ポルトランドセメントおよびシリカフュームであり、シリカフュームの置換率(SF/B)は、既往の研究¹²⁾を参考に、10%とした. 比較として、W/B=25%、高強度鋼繊維 1.5%の条件では粗骨材を用いないモルタルの力学特性についても確認を行った.

空気量の設計値は、示方書に示される設計基準強度 80 N/mm² の場合の標準値に準じ、3.5%とし、空気量調整剤を用いて±1.0%に調整した.

表-4.6 使用材料

材料	産地, 物性, 成分	記号	
水	水道水	W	
結合材	普通ポルトランドセメント(密度 3.15g/cm³)	N	B
	シリカフューム(エジプト産, 密度 2.25g/cm³, BET 比表面積 16.2m²/g)	SF	
細骨材	千葉県富津産山砂(表乾密度 2.59g/cm³, 吸水率 2.56%)と岩瀬産砕砂(硬質砂岩, 表乾密度 2.62g/cm³, 吸水率 1.74%)を容積比 4:6 で混合	S	
粗骨材	岩瀬産碎石 2005(硬質砂岩, 最大寸法 20 mm, 表乾密度 2.65g/cm³, 吸水率 0.82%)	G	
化学 混和剤	高性能 AE 減水剤(ポリカルボン酸系)	SP	
	空気量調整剤(ポリアルキレングリコール誘導体)	Ad	

表-4.7 使用した短繊維

記号	種類	繊維径 d (mm)	繊維長 l (mm)	アスペクト 比 l/d	引張強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	密度 (g/cm ³)
SFA	普通鋼繊維	0.62	30	48	1100	200	7.85
SFB	高強度鋼繊維	0.38	30	79	2610～3190	200	7.83
SWA	細径鋼繊維	0.2	22	110	2000 以上	200	7.85
VF	PVA 繊維	0.66	30	45	900	23	1.30
AF	アラミド繊維	0.5	30	60	1716	42	1.39

注) 集束していない単繊維の値

表-4.8 コンクリートの配合

W/B (%)	結合材	W (kg/m ³)	V _G (m ³ /m ³)	短繊維の 種類	V _f (%)
25	N+SF	175	0.330	-	0
		175	0.225	SFA	1.50
		175	0.250	SFB	0.75
		175	0.225		1.00
		200	0.200		1.50
		250	0.000		1.50
		175	0.225	SWA	0.50
		175	0.200		0.75
		200	0.200		1.00
		185	0.225	VF	1.50
		185	0.225	AF	1.00
30	N	175	0.350	-	0
		175	0.250	SFA	1.00
		175	0.225		1.50
		175	0.200		2.00
		175	0.250	SFB	0.50
		175	0.200		1.00
		200	0.200		1.50
		185	0.225	AF	1.00

(2) 実験方法

公称容量 100 リットルの強制 2 軸ミキサにより、コンクリートの練混ぜを行い、フレッシュ性状の確認をした後、ただちに硬化コンクリートの品質確認のための供試体の製作を行った。各供試体は材齢 1 日で脱型後、材齢 28 日まで標準水中養生を行い強度試験に供した。硬化コンクリートの品質は、圧縮強度試験(JIS A 1108)、静弾性係数試験(JIS A 1149)、曲げ強度および曲げタフネス試験(JSCE-G552)、せん断強度試験(JSCE-G553)により確認を行った。各供試体の作製方法は、前節と同様に JSCI-F552「鋼繊維補強コンクリートの強度およびタフネス試験用供試体の作り方(案)」に準じて行った。試験結果は、圧縮強度試験および静弾性係数試験は供試体 3 体の平均、曲げ強度試験およびせん断強度試験は供試体 4 体の平均値である。

4.3.2 実験結果および考察

(1) 圧縮強度

図-4.19 に短繊維混入率と圧縮強度比の関係を示す。ここで、圧縮強度比とは、各配合のコンクリートの圧縮強度を、同一の水結合材比で短繊維を混入しないコンクリートの圧縮強度で除した値である。この図より、モルタル配合では圧縮強度が若干小さいものの、圧縮強度比はおおむね 0.9~1.1 であった。本実験の範囲内では短繊維の混入による圧縮強度への影響は、後述の曲げ強度やせん断強度に比べれば非常に小さいことがわかった。

(2) 静弾性係数

図-4.20 に V_G と静弾性係数比の関係を示す。静弾性係数比とは、各配合のコンクリートの静弾性

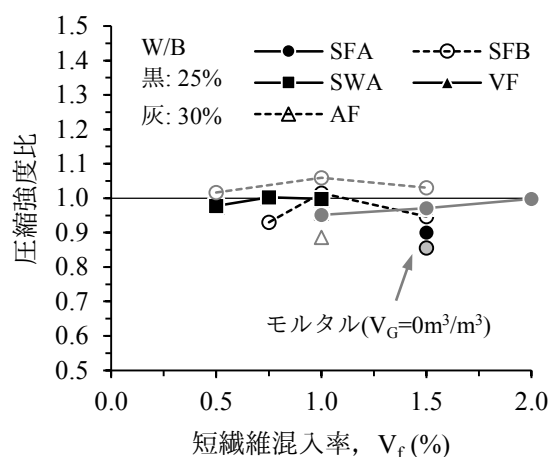


図-4.19 V_f と圧縮強度比の関係

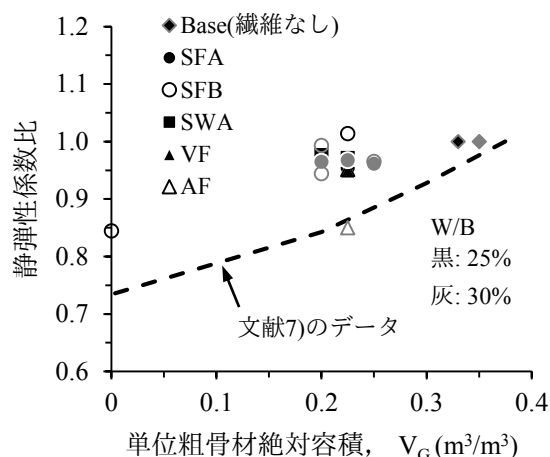


図-4.20 V_G と静弾性係数比の関係

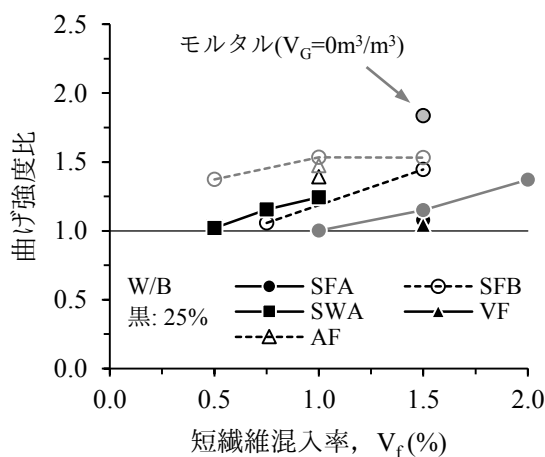


図-4.21 V_f と曲げ強度比の関係

係数を、同一の水結合材比で短繊維を混入しないコンクリートの静弾性係数で除した値である。図-4.6と同様に短繊維を含まないコンクリート(W/C=40%)における単位粗骨材絶対容積とヤング係数の関係を調べた文献 7)のデータも示した。図-4.6に示した W/C=40%の場合と同様に、短繊維の混入に伴って V_G を減じたことにより静弾性係数が低下するがその程度は小さい傾向にあることがわかった。本実験の V_f の範囲では、 V_G に比べて短繊維が静弾性係数に与える影響は小さい。

(3) 曲げ強度

図-4.21に短繊維混入率と曲げ強度比の関係を示す。ここで、曲げ強度比とは、各配合のコンクリートの曲げ強度を、同一の水結合材比で短繊維を混入しないコンクリートの曲げ強度で除した値である。この図より、短繊維の種類および W/B によって、曲げ強度比が 1 程度の短繊維混入率が存在し、それ以上の短繊維混入率では曲げ強度比が直線的に増加することがわかる。すなわち、短繊維

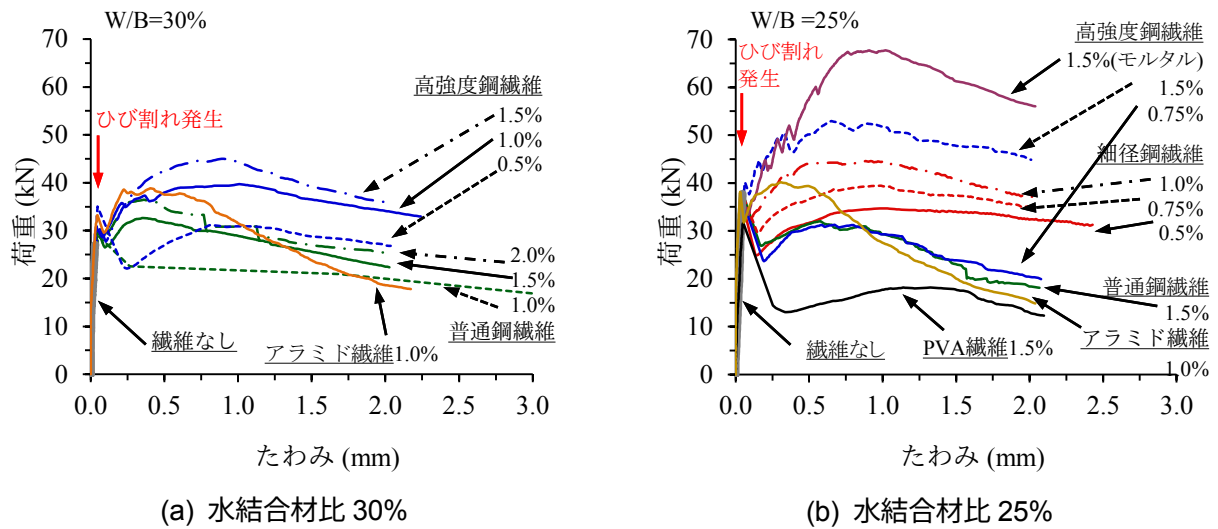


図-4.22 曲げ強度試験における荷重－たわみ曲線の一例

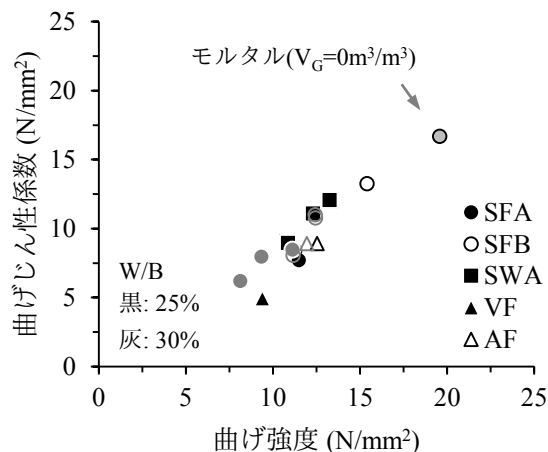


図-4.23 曲げ強度と曲げじん性係数の関係

混入率が、普通鋼繊維では W/B によらず 1.0%，高強度鋼繊維では $W/B=30\%$ の場合 0～0.5%， $W/B=25\%$ の場合 1.0%，極細鋼繊維では 0.5% 以上において、短繊維混入率の増加に伴って曲げ強度も増加している。極細鋼繊維は粗骨材の最大寸法 20mm に対し、繊維長が 22mm と一般的な見解⁴⁾ に対して短い、十分に補強効果が期待できることがわかった。アラミド繊維については、どちらの水結合材比においても鋼繊維と同等以上の曲げ強度が得られることがわかった。

図-4.22 に曲げ強度試験における荷重－たわみ曲線の一例を示す。この図からわかるように、曲げひび割れを発生する荷重は短繊維の種類や混入率によらず、短繊維を混入しないコンクリートの最大荷重とほぼ同程度の値となるが、その後の挙動が短繊維の種類や混入率によって大きく異なる。ひび割れ発生後、短繊維の架橋効果によりたわみの増加に伴う荷重の回復がみられるが、短繊維混入率を増加させることで荷重の増加が大きくなり、ひび割れ発生荷重を上回る。曲げ強度はこの荷

重一たわみ曲線における最大荷重に対する値であるため、先述のような短繊維混入率に対する曲げ強度の変化がみられることになる。一方、モルタル配合とした場合、短繊維の種類および混入率、W/B が同じ条件のコンクリートと比較して曲げ強度が大きい。これは、粗骨材が存在しないこと、およびそのために短繊維が断面内に均一に分散していることによるものと推察される。

図-4.23 に曲げ強度と曲げじん性係数の関係を示す。この図より、曲げ強度が増加するに伴って曲げじん性係数も大きくなることがわかる。曲げじん性係数は荷重一たわみ曲線下の面積より求められる。本実験の範囲では、図-4.21 に示したように、短繊維を用いているが、ひび割れ発生後の最大荷重が曲げひび割れ発生荷重を超えないために曲げ強度比が1程度であるものが、それぞれ設定した短繊維混入率の最も小さい1水準のみである。換言すると、ひび割れ発生後の最大荷重から曲げ強度が求められるものがほとんどであった。このため、図-4.23 では曲げ強度と曲げじん性係数は直線関係を示した。短繊維混入率を本実験の水準より小さくすると、曲げ強度が短繊維混入率によらず概ね一定になると考えられ、そのような条件では、曲げ強度は一定のまま、短繊維混入率の増加に従って曲げじん性係数が増加するものと考えられる。

(4) セン断強度

図-4.24 に短繊維混入率とせん断強度比の関係を示す。ここで、せん断強度比とは、各配合のコンクリートのせん断強度を、同一の水結合材比で短繊維を混入しないコンクリートのせん断強度で除した値である。

短繊維を混入しないコンクリートのせん断強度は W/B=30%で 11.7N/mm^2 、W/B=25%では 11.8N/mm^2 であり、W/Bの違いによらず同程度であった。圧縮強度は 35N/mm^2 程度の差を有するが、この程度の差であればせん断強度に与える影響は小さいことがわかった。しかし、短繊維を混入した場合のせん断強度は大きく異なり、図-4.24 から、W/B が小さい方が短繊維によるせん断強度への補強効果が大きいことがわかる。短繊維混入率を大きくするほどせん断強度も大きくなるが、普

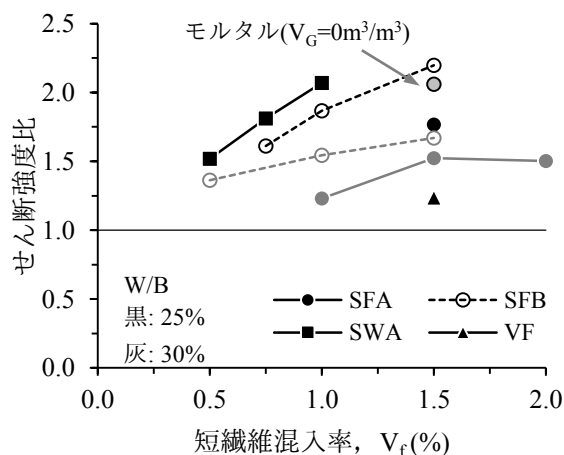


図-4.24 V_f とせん断強度の関係

通鋼繊維を用いた場合、 $W/B=30\%$ では短繊維混入率 1.5%程度で頭打ちとなった。高強度鋼繊維および極細鋼繊維では短繊維混入率 0.5%~1.0%または 1.5%まで直線的にせん断強度も増加しているが、 $W/B=25\%$ の方がその割合が大きく、高強度鋼繊維 1.5%、極細鋼繊維 1.0%で、短繊維を混入しないコンクリートの2倍以上のせん断強度が得られることがわかった。モルタル配合では、短繊維の種類および混入率が同一のコンクリートと比べて若干せん断強度が低下した。このことから粗骨材がコンクリートのせん断強度に寄与していることが推察されるが、鋼繊維による補強効果に比べれば、その影響は小さい。

4.3.3 短繊維の形状寸法を考慮した補強効果の評価

図-4.21 および図-4.24 において、同一の短繊維混入率で比較すると、繊維径の小さい短繊維ほど補強効果が高いようである。そこで、繊維径、繊維長および短繊維混入率を併せて考慮するため、

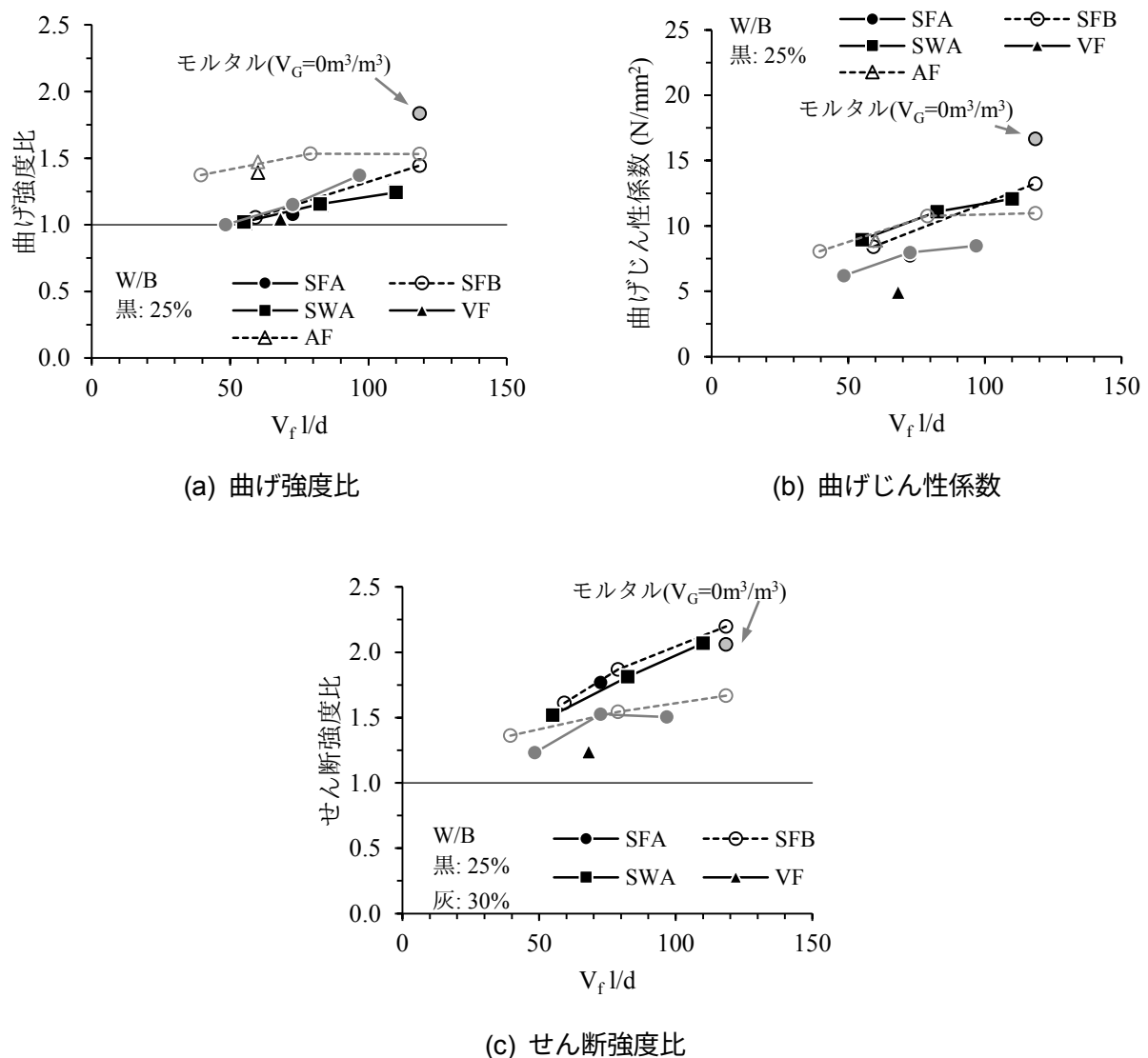


図-4.25 $V_f \cdot l/d$ と曲げ強度比、曲げじん性係数およびせん断強度比の関係

短繊維混入率とアスペクト比の積($V_f \cdot l/d$)を用いて整理を行った。図-4.25 に $V_f \cdot l/d$ と曲げ強度比、曲げじん性係数の関係およびせん断強度比の関係を示す。

W/B=30%では、普通鋼繊維(SFA)と高強度鋼繊維(SFB)の比較のみになるが、曲げ強度および曲げじん性係数では、SFB の $V_f \cdot l/d = 80$ ($V_f = 1.0\%$)以下の値が大きく、 $V_f \cdot l/d$ と曲げ強度または曲げじん性係数の間に鋼繊維の形状寸法の違いによらない相関関係を確認することはできなかった。本条件では、それぞれの鋼繊維とマトリクスの付着特性が大きく異なっているものと考えられる。しかし、W/B=30%のせん断強度および W/B=25%に着目すると、鋼繊維についてはその種類によらず、 $V_f \cdot l/d$ の増加に従って曲げ強度比、曲げじん性係数およびせん断強度のそれぞれが同様な直線関係にあることがわかる。モルタル配合では同一な直線関係にないことから、 $V_f \cdot l/d$ とそれぞれの力学特性との関係はマトリクスの配合によって変化すると考えられる。これらのことから、ある配合のマトリクスに対して短繊維を混入する場合、付着特性に大きな違いが無ければ、短繊維混入率とアスペクト比の積($V_f \cdot l/d$)によってある程度、曲げ強度やせん断強度を想定することが可能であるといえる。

4.4 種々の短繊維を用いた水結合材比 16%の短繊維補強コンクリートの力学特性

4.4.1 実験概要

(1) 使用材料およびコンクリートの配合

本実験で検討を行った短繊維を表-4.9 に示す 3.2.3 で流動性の検討を行った配合のうち水結合材比(W/B)が 16%の配合を用いて力学特性の検討を行った。前節までの検討で鋼繊維では繊維径の細いもので高い補強効果が確認されたことから、短繊維は表-4.1 に示したものに加え、繊維径の小さ

表-4.9 使用した短繊維

記号	種類	繊維径 d (mm)	繊維長 l (mm)	アスペクト 比 l/d	引張強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	密度 (g/cm ³)
SFA	普通鋼繊維	0.62	30	48	1100	200	7.85
SFB	高強度鋼繊維	0.38	30	79	2610～3190	200	7.83
SWB	細径鋼繊維	0.2	15	75	2000 以上	200	7.85
VF	PVA 繊維	0.66	30	45	900	23	1.30
VFB		0.2	18	90	975	27	
AF	アラミド繊維	0.5	30	60	1716	42	1.39
AFB		0.4	15	38	3410 注)	74 注)	
AFC		0.2	15	75			

注) 集束していない単繊維の値

い PVA 繊維およびアラミド繊維についても比較を行った。繊維径は 0.2 mm および 0.4 mm であり、繊維長は 18 mm または 15 mm と粗骨材の最大寸法 20 mm より小さい。表中の引張強度および弾性係数について、AFB および AFC は集束していない単繊維の値を示している。

表-4.10 に短繊維以外の使用材料を示す。結合材は、既往の研究¹²⁾を参考に、低熱ポルトランドセメントの 10%をシリカフュームで置換したものを用いた。高性能減水剤は超高強度コンクリート向けとして市販されている高い減水性能を有するものである。また、空気量は空気量調整剤によって調整した。

(2) コンクリートの配合

コンクリートの条件を表-4.11 に示す。コンクリートの単位粗骨材絶対容積(V_G)は、短繊維を用いない配合では $0.300 \text{ m}^3/\text{m}^3$ とし、短繊維を用いる場合には短繊維および混入率によらず、本研究で V_G の確保すべき下限値付近に設定している $0.200 \text{ m}^3/\text{m}^3$ 一定とした。一部の条件では粗骨材を混入しないモルタルとした場合の力学特性について比較を行った。W/B は 16%を標準とし、単位水量は、

表-4.10 短繊維以外の使用材料

材料	産地, 物性, 成分	記号	
水	水道水	W	
結合材	低熱ポルトランドセメント(密度 3.24g/cm³)	L	B
	シリカフューム(エジプト産, 密度 2.25g/cm³, BET 比表面積 16.2m²/g)	SF	
細骨材	岩瀬産砕砂(硬質砂岩, 表乾密度 2.61g/cm³, 吸水率 1.68%)	S	
粗骨材	岩瀬産碎石 2005(硬質砂岩, 表乾密度 2.65g/cm³, 吸水率 0.72%)	G	
化学 混和剤	高性能減水剤(ポリカルボン酸系)	SP	
	空気量調整剤(ポリアルキレングリコール誘導体)	Ad	

表-4.11 コンクリートの条件

水結合材比, W/B (%)	16
単位粗骨材絶対容積 $V_G (\text{m}^3/\text{m}^3)$	$0.300 (V_f=0\%),$ $0.200, 0$
空気量 (%)	2.0
短繊維混入率, $V_f(\%)$	SFA: 1.5 SFB: 1.0 SWB: 0.75 VF: 1.5 VFB: 1.0 AF, AFB: 0.5, 1.0, 1.5 AFC: 0.5, 0.75, 1.0

コンクリートの場合は示方書に示される通常のコンクリートにおける標準値の上限 175 kg/m^3 とした。モルタルとした場合には 200 kg/m^3 とした。空気量の設計値は 2.0% とし、空気量調整剤を用いて $\pm 1.0\%$ に調整した。

短繊維混入率(V_f)については、前章の結果を参考に、繊維径が小さくアスペクト比が大きいものほど混入率を小さくした。アラミド繊維については、3 水準の混入率を設定し、混入率の影響について確認した。なお、短繊維混入率は内割り（コンクリート 1 m^3 に含める）による体積割合とした。

(3) 実験方法

公称容量 100 リットルの強制 2 軸ミキサによりコンクリートの練混ぜを行い、ただちにフレッシュ性状の確認および力学特性確認のための供試体の製作を行った。各供試体は材齢 1 日で脱型後、所定の材齢まで標準水中養生を行った。力学特性の確認は、圧縮強度試験(JIS A 1108)、静弾性係数試験(JIS A 1149)、割裂引張強度試験(JIS A 1113)、曲げ強度および曲げタフネス試験(JSCE-G552)に準じて行い、割裂引張強度試験については、UFC 指針⁵⁾を参考に、供試体端面のひずみを計測し、ひずみ変化が不連続になった応力を割裂ひび割れ発生強度とした。曲げ強度試験においても、他節と同様に、供試体の引張縁のひずみを測定しひずみ変化から曲げひび割れ発生強度を求めた。低熱ポルトランドセメントを用いたことから試験材齢は 91 日を標準とした。また、本節の配合は 3.2.3 で述べたようにスランプフローが $500 \sim 700 \text{ mm}$ 程度と比較的流動性が高い。そのため、供試体の作製方法は UFC 指針案に示される方法に準じて、一層で静かに連続的に流し込む方法で行った。曲げ強度試験用の供試体については載荷時の最大曲げモーメント区間に短繊維が不連続となる合流部を作らないよう、一方向に打ち込んだ。

4.4.2 実験結果および考察

(1) 圧縮強度

図-4.26 に短繊維の種類および混入率と圧縮強度の関係を、図-4.27 および図-4.28 に短繊維の種類および混入率と圧縮強度比の関係を示す。ここで、圧縮強度比とは、各短繊維を混入させたコンクリートの圧縮強度を、短繊維を混入しないコンクリートの圧縮強度で除した値である。

図-4.27 より、材齢 91 日の圧縮強度は短繊維の種類によって $160 \sim 180 \text{ N/mm}^2$ の範囲を有することがわかる。図-4.27 より、いずれの短繊維を用いた場合も、材齢 7 日および 28 日の圧縮強度比は $0.8 \sim 0.9$ 程度である。材齢 91 日では、鋼繊維の場合はほぼ 1.0 となり、短繊維を用いない場合と同程度まで圧縮強度が発現するが、有機繊維を用いた場合は、アラミド繊維(AF, AFB)および細径の PVA 繊維(VFB)などで圧縮強度比が 0.9 程度にとどまるものが多くみられた。

また、アラミド繊維では混入率が大きくなるにしたがって圧縮強度が小さくなる傾向にある。特に、繊維径 0.5 mm のもの(AF)でその傾向が顕著である。これは、樹脂によるアラミド繊維の集束が、コンクリートマトリクスより弱いために、圧縮応力下で短繊維が弱点になっていることが考えられる。図-4.1 や図-4.19 ではこのような傾向は見られなかったことから、マトリクスの強度が高くなったために、短繊維の影響が明確になったものと考えられる。本実験の範囲では、径が大きくな

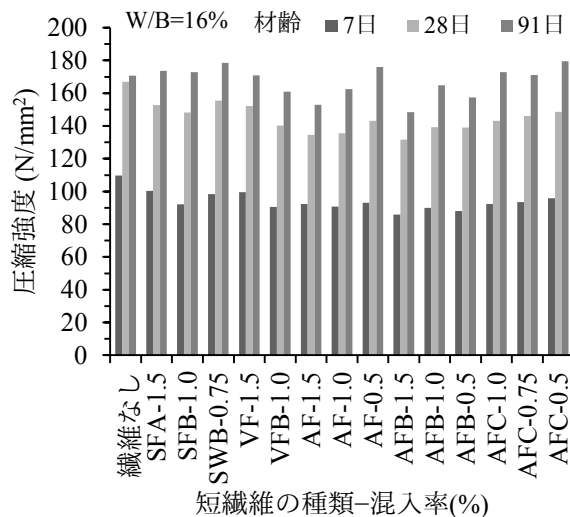


図-4.26 短繊維の種類および混入率と圧縮強度の関係

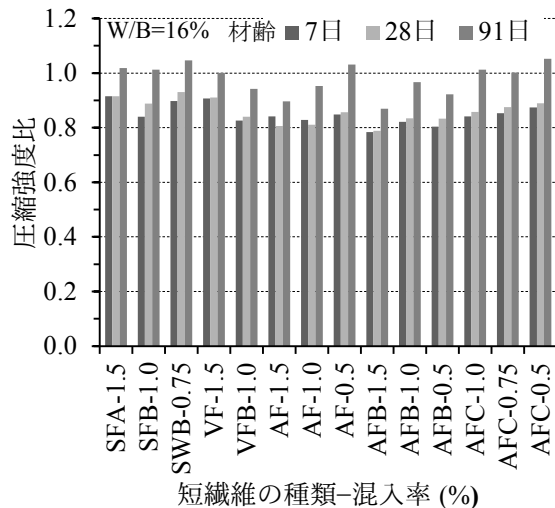


図-4.27 短繊維の種類および混入率と圧縮強度比の関係

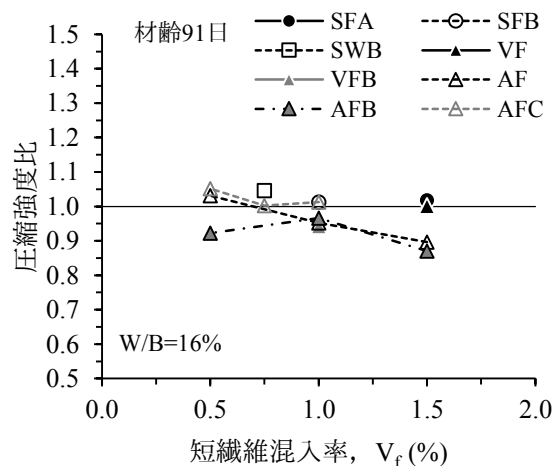


図-4.28 V_f と圧縮強度比の関係

るほど圧縮強度に与える影響が大きい。

(2) 静弾性係数

図-4.29 に短繊維の種類および混入率と静弾性係数比の関係を示す。ここで静弾性係数比とは各短繊維を混入させたコンクリートの静弾性係数を、短繊維を混入しないコンクリートの静弾性係数で除した値である。図-4.30 は V_G と静弾性係数比の関係を示したものであり、比較として $V_G=0 \text{ m}^3/\text{m}^3$ としたモルタル配合の値も示した。

図-4.6 および図-4.20 では、 V_G の減少により静弾性係数が低下する傾向が確認されていた。W/B が非常に小さい本実験においては、材齢 28 日のアラミド繊維を使用した場合では短繊維混入率の増加に伴い静弾性係数が低下する傾向もみられるが、強度が十分に発現したと考えられる材齢 91 日

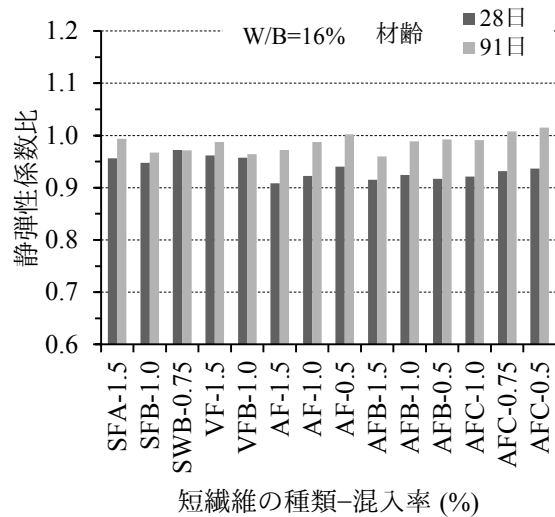


図-4.29 短繊維の種類および混入率と静弾性係数比の関係

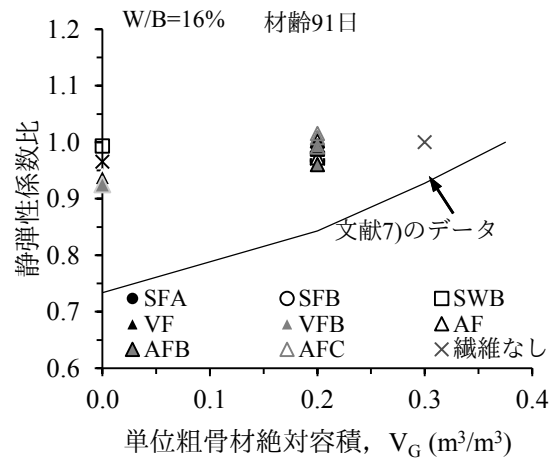


図-4.30 V_G と静弾性係数比の関係

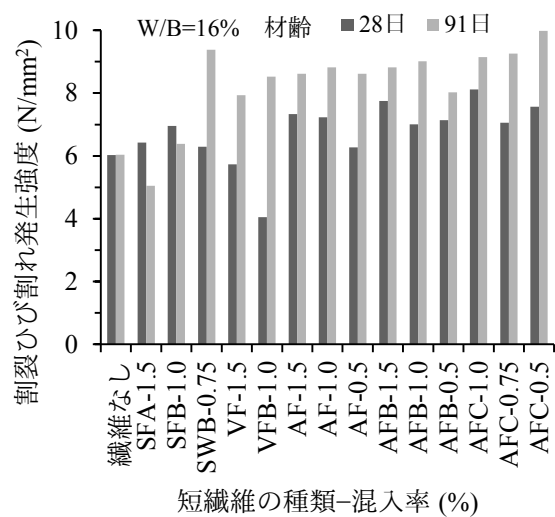


図-4.31 短繊維の種類および混入率と割裂ひび割れ発生強度の関係

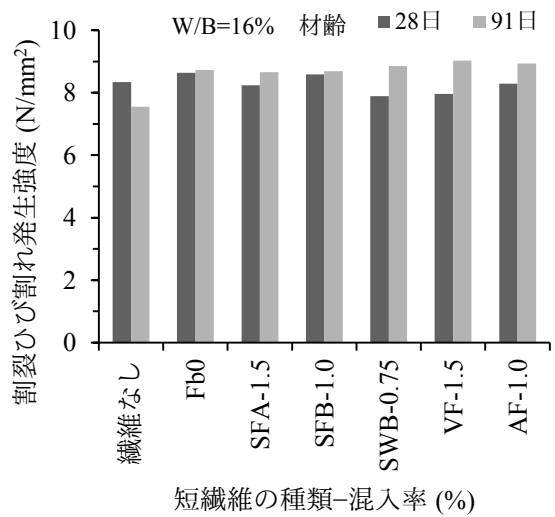


図-4.32 短繊維の種類および混入率と割裂ひび割れ発生強度の関係 (再試験)

での静弾性係数の低下は、 $V_G = 0 \text{ m}^3/\text{m}^3$ としたモルタル配合であっても1割未満であった。水結合材比を減じ高強度化することにより、骨材や短繊維がコンクリートの静弾性係数へ与える影響が小さくなっているものと考えられる。

(3) 割裂ひび割れ発生強度

図-4.31 に短繊維の種類および混入率と割裂ひび割れ発生強度の関係を示す。短繊維の種類や材齢によって割裂ひび割れ発生強度の大小が異なり、一定の傾向が現れなかった。ひび割れ発生強度に関しては、第6章で詳しく検討するが、乾燥の影響を大きく受ける。図-4.31の結果は試験作業中

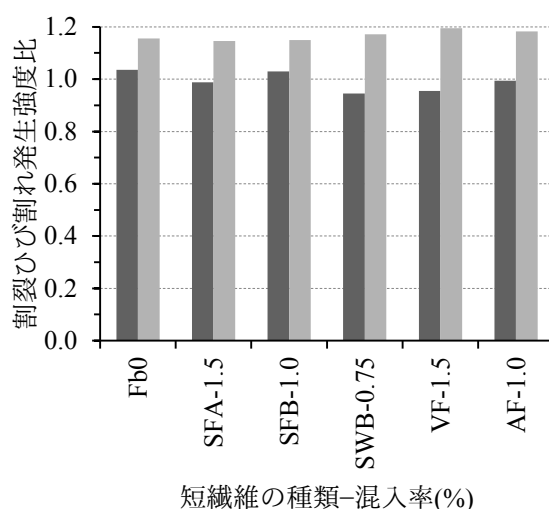


図-4.33 短繊維の種類および混入率と割裂ひび割れ発生強度比の関係

に不備があり，供試体によっては乾燥の影響を受けた可能性が考えられた．そこで代表的な配合のみであるが，試験作業中の供試体の状態にも細心の注意を払って再試験を行った．再試験結果を図-4.32 に示す．再試験では短繊維を混入せず V_G を $0.200 \text{ m}^3/\text{m}^3$ に低減した配合（図中の Fb0）を追加している．図-4.31 の結果に比べてばらつきが小さくなっていることがわかる．図-4.33 は図-4.32 に関して各値を，繊維を用いないコンクリートの値で除した割裂ひび割れ発生強度比の値で示したものである．材齢 28 日ではおおむね 1 程度であり，配合の違いによる影響はみられない．材齢 91 日ではいずれも 1.1～1.2 程度であり，割裂ひび割れ発生強度が若干増加していることがわかる．しかし，短繊維を混入せず V_G を $0.200 \text{ m}^3/\text{m}^3$ に低減した Fb0 を含めて短繊維の種類による差は大きくないことから，このような割裂ひび割れ発生強度の変化は， V_G を減じたことによる影響が大きいものと考えられる．なお，第 6 章で後述するが，圧縮強度および静弾性係数に与える乾燥の影響は小さいことを確認している．

(4) 曲げ強度

図-4.34 に曲げ試験における荷重－たわみ曲線の一例を示す．普通鋼繊維(SFA)および PVA 繊維(VF, VFB)を用いた場合は，曲げひび割れの発生以降なだらかに荷重が低下している．SFA-1.5 および VF-1.5 ではひび割れ発生後に繊維の架橋応力により若干の荷重増加が見られたものの，VFB-1.0 ではひび割れ発生後の荷重は単調に減少した．本実験ではマトリクスの強度域が非常に高く，曲げひび割れの発生強度も高くなっていることから，これらの繊維ではひび割れ発生以降に繊維によって高い曲げ応力を負担できなかったものと考えられる．

細径鋼繊維(SWB)は，UFC で用いられる繊維であり，本実験においても曲げひび割れ発生後に繊維の架橋効果により荷重が増加する，いわゆるたわみ硬化特性¹³⁾を示している．一般的に，繊維補強コンクリートに用いる短繊維の繊維長は，粗骨材の最大寸法の 1.5 倍以上とするのが一般的⁴⁾で

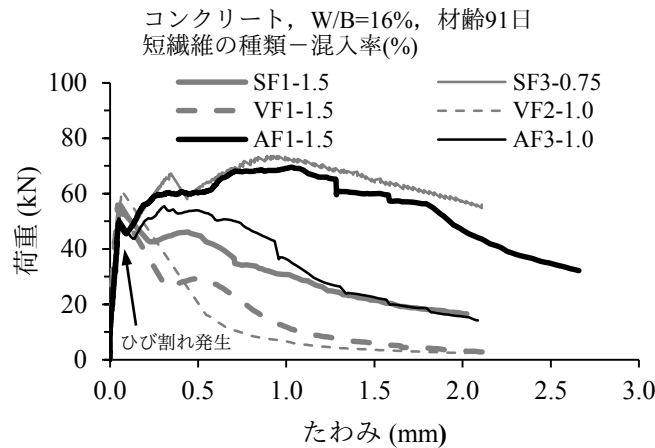


図-4.34 曲げ強度試験における荷重－たわみ曲線の一例

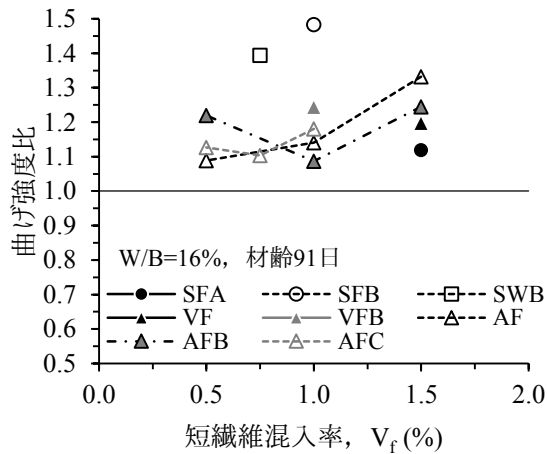


図-4.35 V_f と曲げ強度比の関係

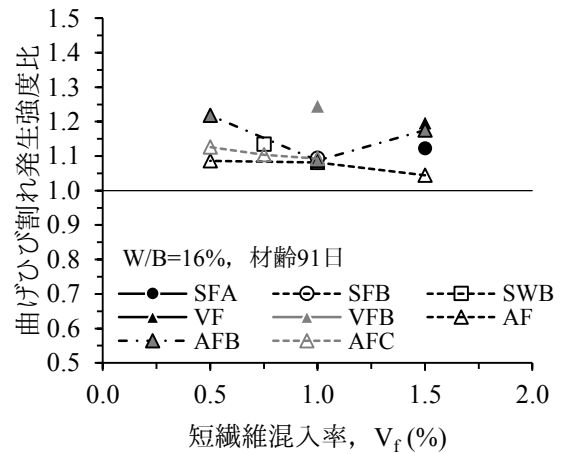


図-4.36 V_f と曲げひび割れ発生強度比の関係

あるが，細径鋼繊維(SWB)の繊維長は粗骨材の最大寸法 20 mm に対して 15 mm と短いにも関わらず，図-4.34 に示すような高い補強効果が現れている．これは，前述の静弾性係数の場合と同様に，ペーストの高強度化により骨材の影響が小さくなっているものと推察される．これに対し，AF-1.5 では極細鋼繊維と同程度の挙動を示しており，AFC-1.0 も普通鋼繊維(SFA)と同等以上の補強効果が確認できる．

図-4.35 および図-4.36 は，それぞれ， V_f と曲げ強度比， V_f と曲げひび割れ発生強度比の関係を示したものである．曲げひび割れ発生強度比および曲げ強度比とは，各短繊維を混入させたコンクリートの曲げひび割れ発生強度および曲げ強度を，短繊維を混入しないコンクリートの各値で除した値である．

図-4.36 に示すように，曲げひび割れ発生強度比は短繊維の種類や混入率による特定の傾向はみられず，おおむね 1.1～1.2 程度であり，短繊維の混入により曲げひび割れ発生強度は若干増加して

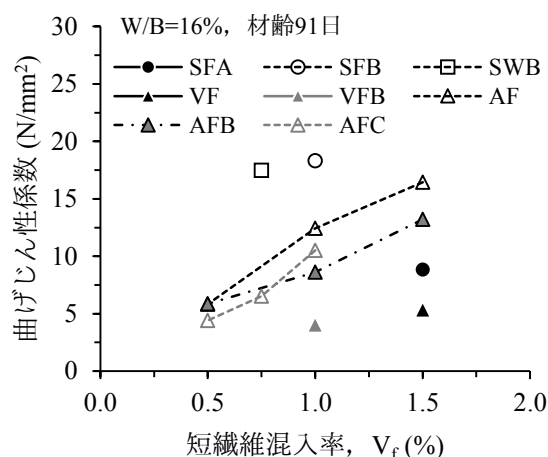


図-4.37 V_f と曲げじん性係数の関係

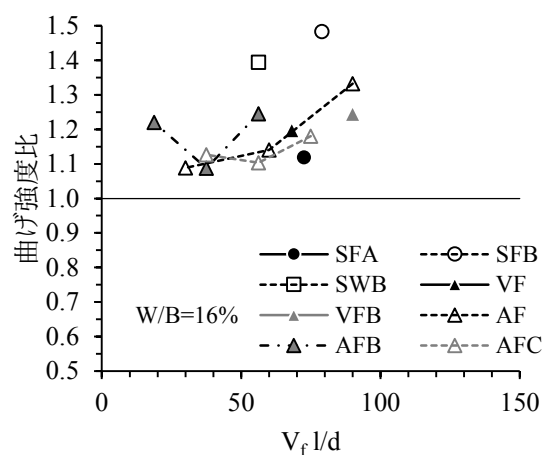
いる。一方、曲げ強度は、図-4.35 からわかるように短繊維による補強効果が小さい場合は曲げひび割れ発生強度と同値となる。したがって、アラミド繊維の短繊維混入率が小さい範囲やPVA 繊維などでは図-4.36 と図-4.35 は同様となるが、高強度鋼繊維(SFB)や細径鋼繊維(SWB)ではひび割れ発生後の荷重増加により曲げ強度比が 1.4 以上となった。アラミド繊維においては短繊維混入率の小さい範囲では曲げ強度比の増加は小さいが、0.75~1.0%より混入率を高めることで、曲げ強度比を大きくする事が可能である事がわかる。アラミド繊維同士の比較では、AFB の曲げ強度比がやや小さく、AFC もしくは細径鋼繊維(SWB)のように繊維長が粗骨材の最大寸法よりも小さくても、アスペクト比の大きい短繊維は補強効果があることがわかった。

図-4.37 は短繊維混入率と曲げじん性係数の関係を示したものである。高強度鋼繊維(SFB)や極細鋼繊維(SWB)が大きな値を示しているが、アラミド繊維も短繊維混入率を増加させることで、同程度まで曲げじん性係数を大きくする事が可能である事がわかる。アラミド繊維を用いたコンクリートの曲げじん性係数は、同じ短繊維混入率のPVA 繊維と比較しても相当に大きく、短繊維混入率によっては、鋼繊維と同程度の補強効果を実現できる可能性のあることがわかった。

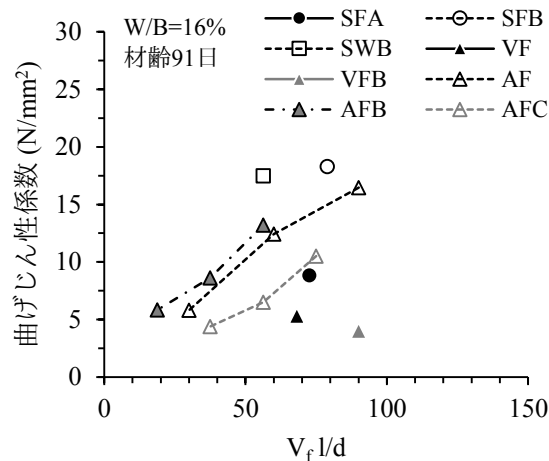
4.4.3 短繊維の形状寸法を考慮した補強効果の評価

図-4.38 は曲げ強度比および曲げじん性係数を短繊維混入率と短繊維のアスペクト比の積($V_f \cdot l/d$)で整理したものである。図-4.18 や図-4.25 に比べると全体的にばらつきが大きい。この図で任意の $V_f \cdot l/d$ における曲げ強度比や曲げじん性係数といった評価指標の差異は、短繊維の引張強度や短繊維とマトリクスの付着特性の差異によるものであると考えることができる。すなわち、鋼繊維である SFA, SFB および SWB の比較では、SFA については曲げ強度比や曲げじん性係数が SFB および SWB と比較して小さく、これは、SFA の引張強度が SFB や SWB に比べて小さいため、繊維の破断が生じていると考えられる。

図-4.39 は縦軸を曲げひび割れ発生強度に対する曲げ強度の比としたものである。SFB, SWB お



(a) 曲げ強度比



(b) 曲げじん性係数

図-4.38 $V_f \cdot l/d$ と曲げ強度比および曲げじん性係数の関係

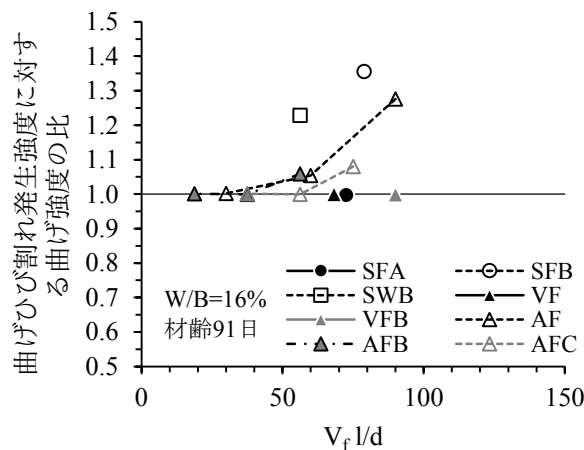


図-4.39 曲げひび割れ発生強度に対する曲げ強度の比

よびアラミド繊維では $V_f \cdot l/d$ を高めることで縦軸が 1 より大きくなる、すなわち、曲げ強度試験において、ひび割れ発生後に短繊維の架橋効果により荷重が大きくなりじん性を高めることができることがわかる。この図によれば、アラミド繊維は、 $V_f \cdot l/d$ と縦軸の値の関係はその形状寸法によらず評価可能であることがわかる。一方、鋼繊維 SFA および PVA 繊維は本実験の範囲では $V_f \cdot l/d$ を高めても曲げひび割れ発生強度を上回る曲げ強度を得られない。この理由について考察すると、PVA 繊維については、曲げ強度試験後の供試体の破断面の目視による観察から、ほとんどの短繊維が破断していることが確認された。親水性を有する PVA 繊維は低水結合材比のマトリクスとの間で繊維の破断強度を上回る付着応力が発生し、曲げ応力下で引き抜けることなく破断したものと推察され、本実験の V_f では PVA 繊維の破断強度による曲げ耐力が曲げひび割れ発生時の曲げ応力より小さいものと考えられる。なお、PVA 繊維の破断強度については、繊維表面の損傷が繊維の見かけの強度

を低下させることが報告されている¹⁴⁾。

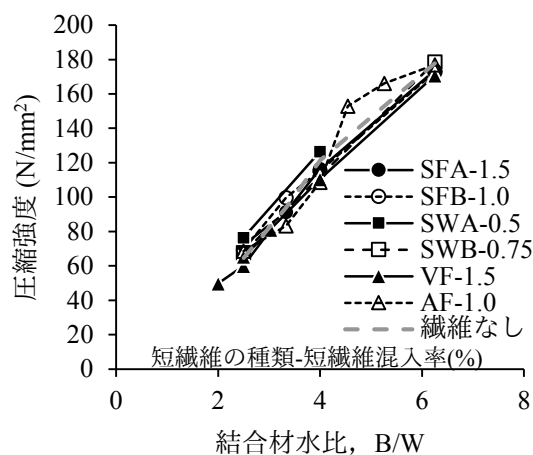
一方、鋼繊維 SFA は供試体の破断面の目視による観察では、短繊維は比較的抜け出しを生じており、確実に破断しているという判断はできなかった。しかし、細径鋼繊維 SWB よりも $V_f \cdot l/d$ が大きいにもかかわらず曲げひび割れ発生強度を上回る曲げ強度を得られなかったこと、ならびに繊維の引張強度が SWB や SFB と比較して小さいことから、PVA 繊維と同様に、多くの短繊維が破断している可能性が考えられる。

4.5 短繊維の力学特性に与える水結合材比の影響

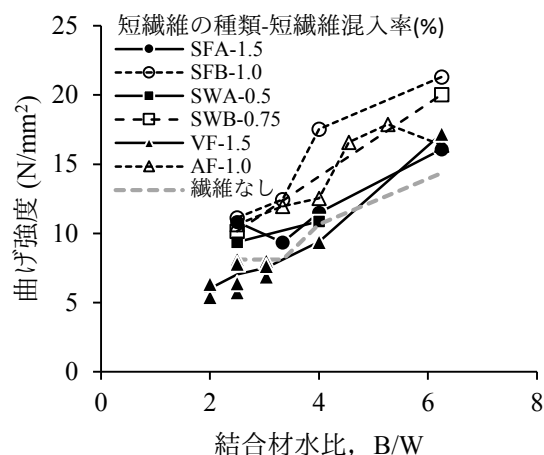
図-4.40 に結合材水比(B/W)と各種力学特性の関係を示す。前節までに検討を行った各短繊維について代表的な短繊維混入率の結果を示した。アラミド繊維(AF)については、 $W/B = 22\%$ および 19% のデータも追加して示している。この2配合は W/B を除いて前節と同様の配合条件である。すなわち、結合材には質量の 10% をシリカフュームで置換した低熱ポルトランドセメント、細骨材には岩瀬産硬質砂岩砕砂、粗骨材には岩瀬産硬質砂岩碎石 2005 を用いた。単位粗骨材絶対容積(V_G)は $0.200 \text{ m}^3/\text{m}^3$ である。また、4.2 では切欠きの曲げ試験による $\text{CMOD} = 4\text{mm}$ までのタフネスについて検討したが、代表的な短繊維混入率について、 B/W を変化させて測定した若干のデータも併せて示す。配合は他力学特性を調べたものと同様である。

図-4.40(a)は B/W と圧縮強度の関係である。 B/W が 6 を超える範囲までおおむね直線関係であるといえるが、アラミド繊維の B/W が 4 を超える範囲 ($W/B=22\%$ 以下の範囲)では若干関係性が崩れている。この範囲は低熱ポルトランドセメントを用いて標準水中養生材齢 91 日のデータを示しており、 B/W が 4 以下 ($W/B=25\%$ 以下)と試験条件が若干異なることによって生じた可能性がある。しかし、全体としては短繊維の影響により B/W と圧縮強度の関係が崩れているものではなく、また、アラミド繊維の B/W が 4 を超える範囲だけでみれば B/W と圧縮強度の関係は直線関係となっている。実際に圧縮強度から W/B を決定する際には、図-4.40(a)ほど広範囲の B/W と圧縮強度の関係を確認することはなく、ある程度限定された条件で回帰式を算定するため、その場合の直線性に問題はないものと考えられる。いずれにせよ、短繊維の種類や混入率によって相関関係が大きく変化はしておらず、高強度域の短繊維補強コンクリートであっても、 B/W と圧縮強度が直線関係であるとして圧縮強度を推定することが可能である。

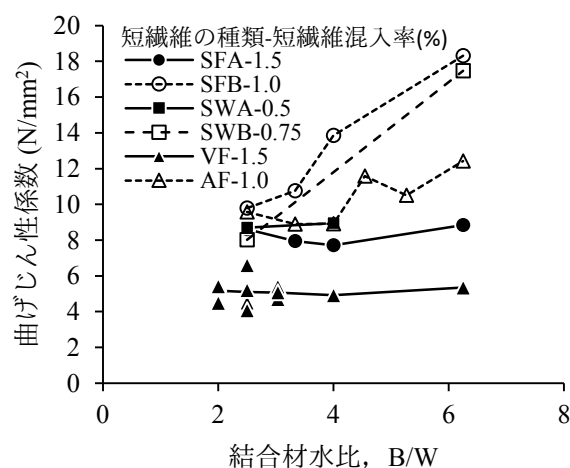
短繊維を用いないプレーンコンクリートとの比較では、図-4.28 に示したように $W/B = 16\%$ でアラミド繊維の混入率を高めた場合には 10% 程度の圧縮強度の低下がみられたものの、本研究におけるその他の条件では、圧縮強度に与える短繊維の影響は小さかった。したがって、 W/B が 20% を下回るような領域でアラミド繊維のような集束タイプの有機繊維を用いる場合に、若干の圧縮強度の低下について考慮すれば、短繊維を用いないプレーンコンクリートの B/W と圧縮強度の関係から、高強度繊維補強コンクリートの圧縮強度を想定することが可能であるといえる。



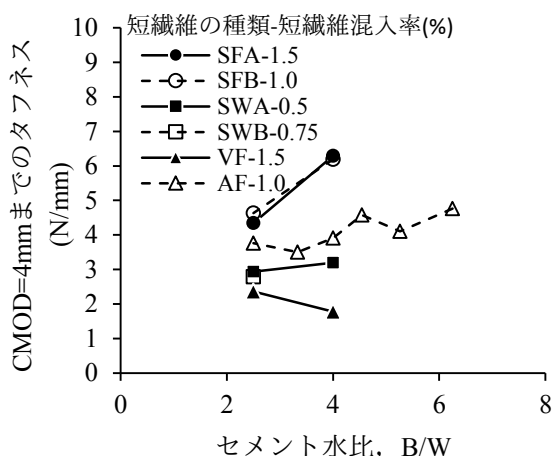
(a) 圧縮強度



(b) 曲げ強度



(c) 曲げじん性係数



(d) CMOD=4mm までのタフネス

図-4.40 圧縮強度，曲げ強度および曲げじん性係数と結合材水比の関係

図-4.40(b)は B/W と曲げ強度の関係である。いずれの短繊維であっても B/W が大きくなるごとに曲げ強度も大きくなるのがわかる。短繊維の種類によって任意の B/W における曲げ強度の大きさが異なり、高強度鋼繊維(SFB)や細径鋼繊維(SWA, SWB)を用いることで特に高い曲げ強度が得られ、PVA 繊維では短繊維を用いないプレーンコンクリートと同程度である。一方、図-4.40(c)に示した曲げじん性係数では、短繊維の種類によって B/W の増加に伴う曲げじん性係数の増加の程度が大きく異なる。高強度鋼繊維や細径鋼繊維、アラミド繊維では B/W の増加に伴って曲げじん性係数も増加している。しかし、普通鋼繊維および PVA 繊維では、B/W の変化に対して曲げじん性係数の変化は小さく、おおむね一定の値となっている。これらの繊維では B/W が本実験の範囲内では短繊維とマトリクスとの付着強度が変化しない、もしくは付着強度が繊維の引張強度を上回っているものと考えられる。B/W の増加に伴って曲げじん性係数も増加する短繊維と増加しない短繊維では、B/W の

増加にともなって曲げじん性係数の差異が大きくなっていくこととなる。図-4.40(d)に示した $CMOD = 4mm$ までのタフネスでは、概ね曲げじん性係数と同様な傾向である。PVA 繊維では B/W が増加してもタフネスの増加が期待できず、アラミド繊維は若干であるが増加傾向にある。曲げじん性係数と異なる点としては、 B/W の増加に伴って普通鋼繊維のタフネスも増加し、高強度鋼繊維と同程度の値が得られている。切欠きはりの曲げ試験ではひび割れの進展する位置を制限しているのに対して、曲げ強度および曲げタフネス試験では 4 点载荷による等曲げ区間における最も弱い位置にひび割れが進展すると考えられる。細径鋼繊維等に比べ径の大きい普通鋼繊維は、偏在が起りやすく、4 点载荷による曲げじん性係数が大きくなりにくい可能性が考えられる。

以上より、使用する短繊維によっては、短繊維補強コンクリートに要求される性能次第ではあるが、マトリクスを高強度とした場合に十分な補強効果を得ることが難しくなる可能性があると言える。本章の実験で検討した短繊維の中では、高強度鋼繊維や細径鋼繊維、アラミド短繊維は W/B を減じてマトリクスを高強度としても、高い補強効果が期待できる。

4.6 本章のまとめ

本章では、PC 上部工で多用される比較的高い強度域のコンクリートから水結合材比 30~16%の高強度コンクリートに対し、コンクリート補強用として一般に用いられている鋼繊維および PVA 繊維に加え、引張強度の高い高強度鋼繊維、繊維長が粗骨材の最大寸法と同程度以下である細径鋼繊維、高強度・高弾性を有する合成繊維の一つであるアラミド繊維を短繊維として使用した短繊維補強コンクリートの力学特性を検討した。

本章で得られた主な結論は以下の通りである。

- (8) ほとんどの条件で短繊維が圧縮強度に与える影響は小さい。しかし一部の条件では圧縮強度への影響がみられ、水セメント比 40%程度では細径鋼繊維の混入により圧縮強度が増加傾向となり、水結合材比 16%の高強度域ではアラミド繊維の混入により圧縮強度が若干低下する傾向を示した。アラミド繊維の圧縮強度への影響は、繊維径が大きいほど明確であった。しかしながら、 B/W と圧縮強度との関係に大きな影響を与えるものではなく、短繊維を用いても直線関係を示す。
- (9) 短繊維の混入が静弾性係数に直接的に与える影響は小さい。静弾性係数は短繊維の有無によらず単位粗骨材絶対容積の減少に伴い静弾性係数も小さくなるため、間接的には影響を与えるが、水結合材比を減じて高強度とすると、単位粗骨材絶対容積が静弾性係数に与える影響は小さくなる。
- (10) 短繊維の混入が割裂引張強度試験で測定したひび割れ発生強度に与える影響は小さい。
- (11) 短繊維混入率が増加すると曲げ強度や曲げじん性係数、せん断強度も増加する。せん断強度は水結合材比が小さい方が短繊維の混入に伴う増加の程度が大きい。 B/W の増加に伴う曲げじん性係数の増加の程度は短繊維の種類によって異なり、高強度鋼繊維、細径鋼繊維およびアラミ

ド繊維は W/B を減じて高強度としたコンクリートに対しても高い補強効果を得ることができる。

- (12) 短繊維の抜け出しによって破壊が生じるような条件では、短繊維の補強効果は短繊維混入率とアスペクト比の積 $V_f \cdot l/d$ によって簡易的に評価が可能である。

参考文献

- 1) 土木学会：2012 年制定コンクリート標準示方書【施工編】，2013. 3
- 2) 土木学会：鋼繊維補強コンクリート設計施工指針（案），1983. 3
- 3) 日本鉄鋼連盟：2002 年改定鋼繊維補強コンクリート設計施工マニュアル（トンネル編），2002. 11
- 4) 土木学会：2007 年制定コンクリート標準示方書【施工編】，2008. 3
- 5) 土木学会：超高強度繊維補強コンクリートの設計・施工指針（案），2004. 9
- 6) 三上浩，岸徳光，栗橋祐介，竹本伸一：せん断破壊型軽量コンクリート製 RC 梁の耐衝撃性に及ぼす PVA 短繊維混入率の影響，構造工学論文集，Vol. 52A, pp. 1237-1248, 2006. 3
- 7) 谷口秀明：テストハンマーによる構造体コンクリートの強度推定法に関する研究，筑波大学学位論文，2007. 3
- 8) 吉武勇，吉岡国和，蛭谷祐至，宮本圭介，浜田純夫：若材齢膨張コンクリートの引張強度におよぼす粗骨材量の効果，材料，Vol. 56, No. 3, pp. 282-286, 2007. 3
- 9) 小林一輔：繊維補強コンクリートー特性と応用ー，オーム社，1981
- 10) 国枝稔，江口和雄，宮川豊章，小柳洽：断面修復材の曲げ靱性の評価に関する共通試験，コンクリートの補修，補強，アップグレードシンポジウム論文報告集，第 3 巻，2003. 10
- 11) 真嶋光保，幸左賢二，大野定俊：繊維補強セメント／コンクリート複合材料，技報堂出版，1994. 5
- 12) 河上浩司，西本好克：Fc100N/mm² 級の高強度コンクリートの強度発現に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol. 24, No. 1, pp. 369-374, 2002. 7
- 13) 土木学会：複数微細ひび割れ型繊維補強セメント複合材料設計・施工指針（案），2007. 3
- 14) Tetsushi Kanda and Victor C. Li: Interface Property and Apparent Strength of High-Strength Hydrophilic Fiber in Cement Matrix, Journal of Materials in Civil Engineering, ASCE, Vol. 10, No. 1, pp. 5-13, 1998.

第5章 高強度繊維補強コンクリートの収縮特性と収縮低減材料が力学特性に与える影響

5.1 本章の目的

短繊維を混入したコンクリートはその拘束効果により収縮が小さくなるといわれている¹⁾。一方で、水結合材比の小さい高強度コンクリートは、一般的な強度域のコンクリートに比べ、水和に伴う自己収縮ひずみが大きくなる。高強度コンクリートの収縮に対しては、膨張材や収縮低減剤等の収縮低減材料の効果が検討されている²⁾。高強度繊維補強コンクリートの収縮対策については、UFC³⁾や合成繊維と軽量骨材を用いたコンクリート⁴⁾に関して検討がなされているものの、一般的な骨材と種々の短繊維を用いた高強度繊維補強コンクリートに対する効果については必ずしも明らかではない。

そこで本章では、鋼繊維、PVA 短繊維、アラミド短繊維を用いた高強度繊維補強コンクリートの収縮特性を把握するとともに、高強度繊維補強コンクリートに対する収縮低減材料の効果を確認することとした。さらに、収縮低減材料の使用が、高強度繊維補強コンクリートの力学特性に与える影響について評価を行うこととした。

5.2 実験概要

表-5.1 に使用材料、表-5.2 にコンクリートの配合を示す。水結合材比(W/B)または水セメント比(W/C)は 40%、25%、16%の 3 水準とし、収縮挙動に与える短繊維の種類の影響、ならびに W/B の影響について確認することとした。結合材は W/C = 40%の配合では早強ポルトランドセメント、W/B = 25%の配合では普通ポルトランドセメントおよびシリカフューム、W/B = 16%の配合では低熱ポルトランドセメントおよびシリカフュームを用いた。シリカフュームの置換率はそれぞれ、結合材量の 10%である。なお、W/B = 25%の短繊維を用いた配合については、短繊維を用いない場合に対して単位水量を 10 kg/m³ 増加させた。これは、第 3 章でも示したように、細径鋼繊維 SWA では、単位粗骨材絶対容積 0.200 m³/m³ を確保しようとした場合にはスランプが他の配合より若干小さかったこと等を考慮したものである。

表-5.2 に示すように、一部の配合では収縮低減剤と膨張材による収縮低減効果について検討を行った。収縮低減剤材料の使用方法は、収縮低減剤のみ使用した場合（配合記号に RS を付記）および収縮低減剤と膨張材を併用した場合（配合記号に RSE を付記）の 2 通りとした。収縮低減剤は低級アルコール系の混和剤であり、結合材量の 2%を単位水量の内割りとして使用した。この収縮低減剤の作用機構については諸説ある⁵⁾が、主として、水の表面張力を低下させることによる、毛細管張力の低減によるもの⁶⁾と説明されている。膨張材は W/B=25%の配合では石灰系の膨張材、W/B = 16%の配合ではエトリンガイト系の膨張材を用い、20 kg/m³ をセメントの質量に置換して使用した。なお、本実験で用いたエトリンガイト系の膨張材は、遅れ膨張を防止する目的で粉末度の大

表-5.1 使用材料

材料	産地, 物性, 成分	記号	
水	水道水	W	
結合材	早強ポルトランドセメント(密度 3.13 g/cm ³)	H	B
	普通ポルトランドセメント(密度 3.15 g/cm ³)	N	
	低熱ポルトランドセメント(密度 3.24 g/cm ³)	L	
	シリカフューム(エジプト産, 密度 2.25 g/cm ³ , BET 比表面積 16.2 m ² /g)	SF	
細骨材	千葉県富津産山砂(表乾密度 2.63 g/cm ³ , 吸水率 1.87%)と岩瀬産砕砂(硬質砂岩, 表乾密度 2.61 g/cm ³ , 吸水率 1.68%)を容積比 4:6 で混合	SA	S
	千葉県富津産山砂(表乾密度 2.59 g/cm ³ , 吸水率 2.56%)と岩瀬産砕砂(硬質砂岩, 表乾密度 2.62 g/cm ³ , 吸水率 1.74%)を容積比 4:6 で混合	SB	
	岩瀬産砕砂(硬質砂岩, 表乾密度 2.61 g/cm ³ , 吸水率 1.68%)	SC	
粗骨材	岩瀬産碎石 2005(硬質砂岩, 最大寸法 20 mm 表乾密度 2.64 g/cm ³ , 吸水率 0.96%)	GA	G
	岩瀬産碎石 2005(硬質砂岩, 最大寸法 20 mm 表乾密度 2.65 g/cm ³ , 吸水率 0.82%)	GB	
	岩瀬産碎石 2005(硬質砂岩, 最大寸法 20 mm, 表乾密度 2.65 g/cm ³ , 吸水率 0.72%)	GC	
化学混和剤	高性能 AE 減水剤(ポリカルボン酸系)	SPA	SP
	高性能 AE 減水剤(ポリカルボン酸系)	SPB	
	高性能減水剤(ポリカルボン酸系)	SPC	
	AE 剤	AE	
	空気量調整剤(ポリアルキレングリコール誘導体)	Ad	
短繊維	鋼繊維, 両端フック, 繊維径 0.62 mm, 繊維長 30 mm, 密度 7.85 g/cm ³	SFA	
	鋼繊維, 繊維径 0.2 mm, 繊維長 22 mm, 密度 7.85 g/cm ³	SWA	
	PVA 繊維, 繊維径 0.66 mm, 繊維長 30 mm, 密度 1.3 g/cm ³	VF	
	集束アラミド繊維, 繊維径 0.5 mm, 繊維長 30 mm, 密度 1.39 g/cm ³	AF	

きいものを用いた。

これらの配合で供試体を作製し, 乾燥収縮ひずみおよび自己収縮ひずみの測定を行った。乾燥収縮ひずみの測定は JIS A 1129-2 コンタクトゲージ法に準じた。100×100×400mm の角柱供試体を材齢 7 日まで標準水中養生を行い, 材齢 7 日以降は 20℃RH60%の恒温恒湿室内に存置し, 材齢 7 日を基準として収縮ひずみの測定を行った。自己収縮試験は「(仮) 高流動コンクリートの自己収縮試験方法」⁷⁾に準じ, 100×100×400mm の角柱供試体の中心部に設置した埋込み型ひずみ計により測定を行った。供試体は打設直後から封かん状態とし, 20℃の恒温室内に存置した。また, 圧縮強度試験(JIS A 1108)および曲げ強度および曲げタフネス試験(JSCE-G552)を実施し, 収縮低減材料の使用が力学

表-5.2 コンクリートの配合

記号	W/C または W/B (%)	単位水 量 W (kg/m ³)	単位粗 骨材絶 対容積 V _G (m ³ /m ³)	短繊維		収縮低減材料の 使用	
				種類	混入率 V _f (%)	収縮低 減剤	膨張材
H40	40	165	0.370	なし	0		
H40Fb0			0.260				
H40SFA1.5		175	0.260	SFA	1.5		
H40SWA0.5			0.200	SWA	0.5		
H40VF1.5			0.260	VF	1.5		
H40AF1.0			0.260	AF	1.0		
NSF25	25	175	0.330	なし	0		
NSF25RS						○	
NSF25RSE						○	○
NSF25SFA1.5		185	0.225	SFA	1.5		
NSF25SFA1.5RS						○	
NSF25SFA1.5RSE						○	○
NSF25SWA0.5			0.200	SWA	0.5		
NSF25VF1.5			0.225	VF	1.5		
NSF25VF1.5RS						○	
NSF25VF1.5RSE						○	○
NSF25AF1.0			0.225	AF	1.0		
LSF16	16	175	0.300	なし	0		
LSF16VF1.5			0.200	VF	1.5		
LSF16AF1.0			0.200	AF	1.0		
LSF16AF1.0RSE						○	○

特性に与える影響についても確認を行った。

5.3 自己収縮ひずみ

図中では、自己収縮ひずみを負の値で示しているが、文章中では収縮を正として大小関係を述べる。

5.3.1 水セメント比 40%の短繊維補強コンクリート

自己収縮ひずみの測定結果を図-5.1 に示す。自己収縮ひずみは、短繊維を使用しない H40 が最も小さく、細径鋼繊維を用いた H40SWA0.5 が最も大きい。これは、単位粗骨材絶対容積が小さいこと⁸⁾、および、短繊維混入率も短繊維を用いた配合のなかでは元も小さく、短繊維による拘束効果が小さかったことによるものと考えられる。単位粗骨材絶対容積が 0.260 m³/m³ である配合で比較すると、短繊維を用いない H40Fb0 の自己収縮ひずみが大きく、普通鋼繊維を用いた H40SFA1.5 の自己収縮ひずみが小さい。PVA 繊維を用いた H40VF1.5 およびアラミド繊維を用いた H40AF1.0 は同様

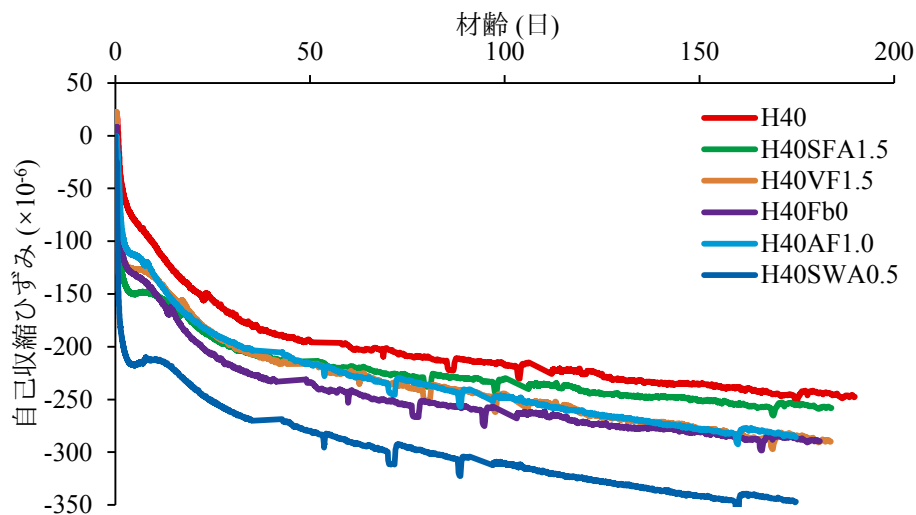


図-5.1 自己収縮ひずみ (W/C=40%)

の挙動を示しているが，材齢 50 日程度までは H40SFA1.5 と同程度であるが，材齢を経るにつれて H40Fb0 と同程度の自己収縮ひずみとなった．これらのことより，短繊維にはある程度，自己収縮ひずみを拘束する効果が確認でき，普通鋼繊維は PVA 繊維やアラミド繊維に比べて剛性が高いため自己収縮ひずみの拘束効果も高く，自己収縮ひずみが小さくなったものと考えられる．

5.3.2 水結合材比 25%の高強度繊維補強コンクリート

自己収縮ひずみの結果を図-5.2 に示す．図中には参考として，PC 橋上部構造を対象とした設計基準強度 40 N/mm² 程度のコンクリートの自己収縮ひずみの一例⁸⁾を併記した．

短繊維を使用したコンクリートの自己収縮ひずみは，使用しないものに比べて若干大きい．これは，短繊維を使用しないものに比べて，単位粗骨材絶対容積を大幅に減じていること，ならびに単位水量の増加に起因するものと考えられる．しかし，配合の変化を考慮すれば，自己収縮ひずみの差は小さく，換言すれば，短繊維がコンクリートの収縮を拘束する働きを持つことを示唆するものである．図中では，PVA 繊維を使用した場合の自己収縮ひずみが最も大きく，短繊維の材質により収縮を拘束する働きに若干の相違があると言える．

自己収縮ひずみの大きさに着目すると，高強度繊維補強コンクリートの自己収縮ひずみは材齢 1 日で約 350×10^{-6} ，材齢 91 日で 600×10^{-6} 程度に達する．これに対して収縮低減剤を用いると 200×10^{-6} 程度，膨張材も用いるとさらに 250×10^{-6} 程度低減することができる．収縮低減剤と膨張材を組み合わせることにより，材齢 28 日以降では，設計基準強度 40 N/mm² 程度のコンクリートと同等の自己収縮ひずみに抑えることができる．ただし，極初期材齢の高強度繊維補強コンクリートのひずみは，設計基準強度 40 N/mm² 程度のコンクリートと比べて大きいことには注意する必要がある．

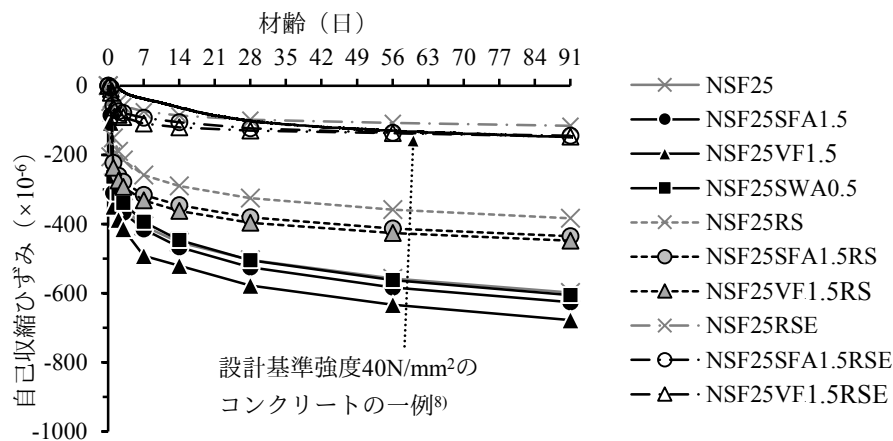


図-5.2 自己収縮ひずみ (W/B=25%)

5.3.3 水結合材比 16%の高強度繊維補強コンクリート

図-5.3 に自己収縮試験の結果を示す。短繊維を用いないコンクリートでは、材齢 91 日で 800×10^{-6} 程度の自己収縮ひずみを生じる。PVA 繊維を用いた場合は短繊維を用いない場合と同程度の自己収縮ひずみを生じた。同程度ではあるが、PVA 繊維を混入させるために単位粗骨材絶対容積を減じているので、PVA 繊維にも自己収縮ひずみを拘束する効果があることを示唆するものである。それに対して、アラミド繊維を用いた場合の自己収縮ひずみは、材齢 91 日で 600×10^{-6} 程度であり、PVA 繊維を用いた場合や短繊維を用いない場合に比べて、自己収縮ひずみを低減できることがわかった。図より、材齢 3 日程度の初期材齢での自己収縮ひずみが低減されていることがわかる。さらに、

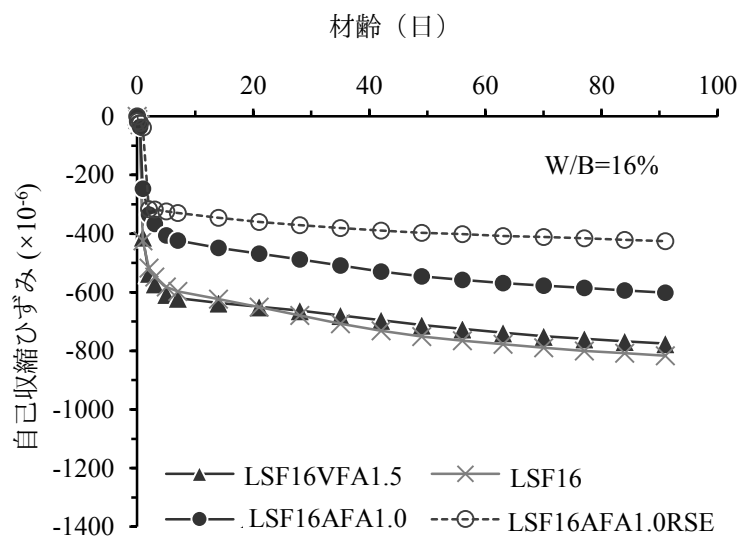


図-5.3 自己収縮ひずみ (W/B=16%)

このコンクリートに収縮低減剤および膨張材を用いることで、材齢 91 日の自己収縮ひずみを 400×10^{-6} 程度まで抑えることができることがわかった。この値は、PC 上部工で用いられる高強度コンクリート（早強ポルトランドセメント使用、水セメント比 30% 程度）と同程度の値である⁸⁾。UFC は自己収縮ひずみが大きく、部材内部に補強鉄筋を配置しないことを標準としている⁷⁾ように、高強度コンクリートでは自己収縮について留意が必要となることとなることが多い。アラミド繊維を用いることで高強度繊維補強コンクリートの自己収縮を低減できることは、適用に際しての大きな利点であると考えられる。

5.4 乾燥収縮ひずみ

図中では、乾燥収縮ひずみを負の値で示しているが、文章中では収縮を正として大小関係を述べる。

5.4.1 水セメント比 40% の短繊維補強コンクリート

乾燥収縮試験の結果を図-5.4 に示す。参考として、2007 年制定コンクリート標準示方書⁹⁾（以下、2007 年版示方書）に示されている乾燥収縮ひずみの予測式に対して、単位水量 175 kg/m^3 を代入した曲線および、2012 年制定コンクリート標準示方書¹⁰⁾（以下、2012 年版示方書）に示されている乾燥収縮ひずみの予測式による曲線を示した。それぞれの予測式は以下の通りである。

2007 年版示方書の予測式

$$\varepsilon'_{cs}(t, t_0) = [1 - \exp\{-108(t - t_0)^{0.56}\}] \cdot \varepsilon'_{sh}$$

ここに、 $\varepsilon'_{sh} = -50 + 78[1 - \exp\{RH/100\}] + 38 \log_e W - 5 \left[\log_e \left(\frac{V/S}{10} \right) \right]^2$

ε'_{sh} : 収縮ひずみの最終値($\times 10^{-5}$)

$\varepsilon'_{cs}(t, t_0)$: コンクリートの材齢 t_0 から t までの収縮ひずみ

RH : 相対湿度(%)

W : 単位水量(kg/m^3)

V : 体積(mm^3)

S : 外気に接する表面積(mm^2)

t_0 および t : 乾燥開始時および乾燥中のコンクリートの有効材齢(日)

$$t_0 \text{ および } t = \sum_{i=1}^n \Delta t_i \cdot \exp \left[13.65 - \frac{4000}{273 + T(\Delta t_i)/T_0} \right]$$

Δt_i : 温度が $T(^{\circ}\text{C})$ である期間の日数

T_0 : 1°C

$$\varepsilon'_{sh}(t, t_0) = \frac{\frac{1 - \frac{RH}{100}}{1 - \frac{60}{100}} \cdot \varepsilon'_{sh,inf} \cdot (t - t_0)}{\left(\frac{d}{100}\right)^2 \cdot \beta + (t - t_0)}$$

ここに,

$$\varepsilon'_{sh,inf} = \left(1 + \frac{\beta}{182}\right) \cdot \varepsilon'_{sh}$$

$$\beta = \frac{30}{\rho} \left(\frac{120}{-14 + 21C/W} - 0.70\right)$$

$$\varepsilon'_{sh} = 2.4 \left(W + \frac{45}{-20 + 30 \cdot C/W} \cdot \alpha \cdot \Delta\omega\right)$$

$\varepsilon'_{sh}(t, t_0)$: 部材の収縮ひずみ

t, t_0 : コンクリートの材齢および乾燥開始材齢(日)

RH : 構造物の置かれる環境の平均相対湿度(%)

d : 有効部材厚(mm)

$\varepsilon'_{sh,inf}$: 乾燥収縮ひずみの最終値

β : 乾燥収縮ひずみの経時変化を表す係数

ε'_{sh} : 収縮の試験の推定値($\times 10^{-6}$)

W : コンクリートの単位水量(kg/m^3)

C/W : セメント水比

α : 骨材の品質の影響を表す係数($\alpha=4\sim 6$). 標準的な骨材の場合 $\alpha=4$

$\Delta\omega$: 骨材中に含まれる水分量

$$\Delta\omega = \frac{\omega_S}{100 + \omega_S} S + \frac{\omega_G}{(100 + \omega_G)} G$$

ω_S および ω_G : 細骨材および粗骨材の吸水率(%)

S および G : 単位細骨材量および単位粗骨材量(kg/m^3)

ρ : コンクリートの単位容積質量(g/cm^3)

ここで、2007 年版示方書の予測式における V/S の範囲は $25 \leq V/S \leq 300$ (mm) であり、本実験の条件($V/S = 22$ mm)での値は予測式の適用範囲を若干外れる。2012 年版示方書の予測式における α は 4 とした。なお、2012 年版示方書の予測式では、配合ごとに異なる曲線が得られるが、図-5.4 に示すにあたって有意な差異は見られなかったため、配合 H40Fb のものを示している。

図-5.4 より、短繊維の混入や短繊維の種類、短繊維の混入に伴う骨材量の変化が乾燥収縮ひずみの経時変化に与える影響はほとんど見られないことがわかった。2012 年版示方書の予測式は実測値より 2 割程度小さい値を与え、2007 年版示方書の予測式のほうが乾燥収縮ひずみの経時変化をよく表せている。

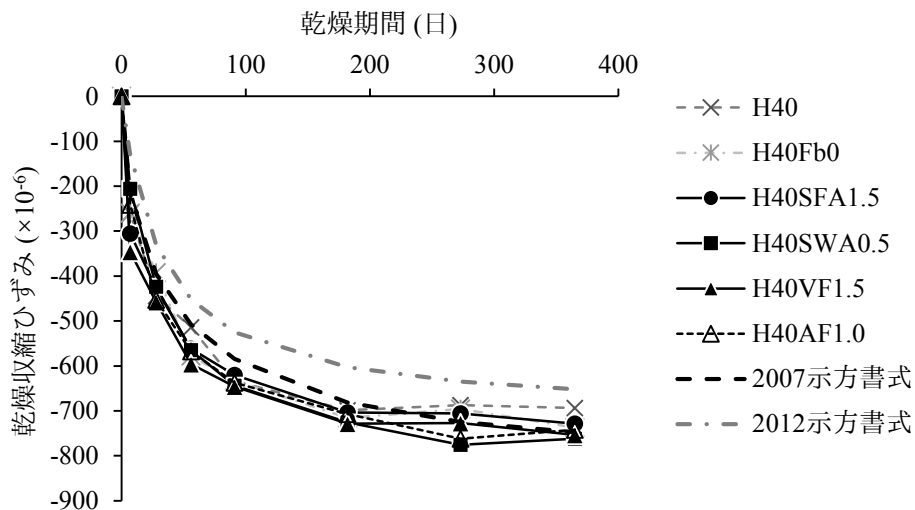


図-5.4 乾燥収縮ひずみの経時変化 (W/C=40%)

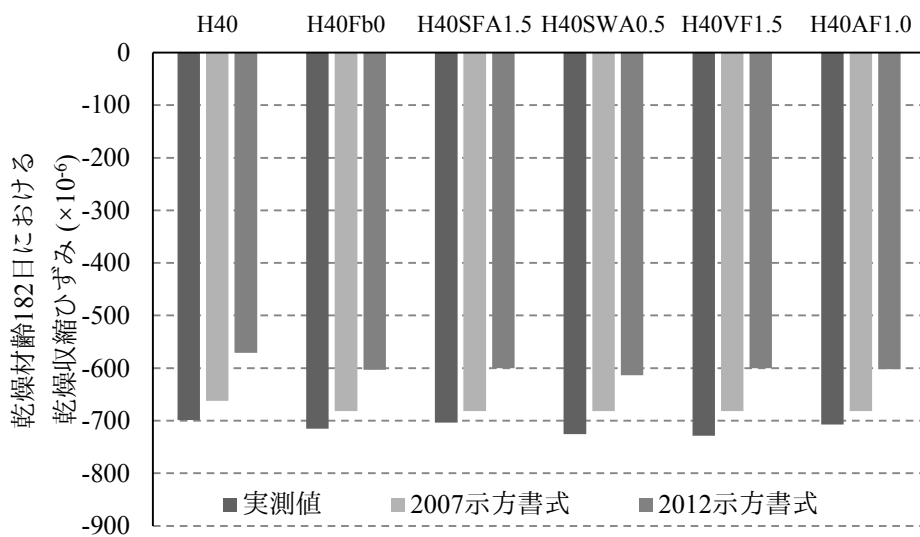


図-5.5 乾燥材齢 182 日における乾燥収縮ひずみ (W/C=40%)

図-5.5 は乾燥 182 日における各配合毎の実測値と予測値を示したものである。H40 の乾燥収縮ひずみが若干小さく、他の配合より単位粗骨材絶対容積が多いことの影響と考えられるが、すべての配合を通じて $\pm 15 \times 10^{-6}$ 程度の差異であり、粗骨材量や短繊維の影響は小さいといえる。

5.4.2 水結合材比 25%の高強度繊維補強コンクリート

乾燥収縮試験の結果を図-5.6 に示す。2007 年版示方書に示されている乾燥収縮ひずみの予測式に対して、単位水量 175 kg/m^3 を代入した曲線および、2012 年版示方書に示されている乾燥収縮ひずみの予測式による曲線を示した。なお 2012 年版示方書の予測式による曲線については、図-5.4 と同様の理由により、ここでは配合 NSF25SFA1.5 のものを示している。また、2007 年版示方書では以

下に示すような、高強度コンクリートに対する収縮ひずみの予測式も示されている。

$$\varepsilon'_{cs}(t, t_0) = \varepsilon'_{ds}(t, t_0) + \varepsilon'_{as}(t, t_0)$$

ここに、 $\varepsilon'_{cs}(t, t_0)$ ：コンクリートの材齢 t_0 から t までの収縮ひずみ($\times 10^{-6}$)

$\varepsilon'_{ds}(t, t_0)$ ：コンクリートの材齢 t_0 から t までの乾燥収縮ひずみ($\times 10^{-6}$)

$$\varepsilon'_{ds}(t, t_0) = \frac{\varepsilon'_{ds\infty} \cdot (t - t_0)}{\beta + (t - t_0)}$$

β ：乾燥収縮ひずみの経時変化特性を表す項

$$\beta = \frac{4W\sqrt{V/S}}{100 + 0.7t_0}$$

$\varepsilon'_{ds\infty}$ ：乾燥収縮ひずみの最終値($\times 10^{-6}$)

$$\varepsilon'_{ds\infty} = \frac{\varepsilon'_{dsp}}{1 + \eta \cdot t_0}$$

$$\varepsilon'_{dsp} = \frac{\alpha(1 - RH/100)W}{1 + 150 \exp\left\{-\frac{500}{f'_c(28)}\right\}}$$

$$\eta = 10^{-4}\{15 \exp(0.007f'_c(28)) + 0.25W\}$$

W ：単位水量(kg/m^3)

V/S ：体積表面積比(mm)

RH ：相対湿度(%)

$f'_c(28)$ ：材齢 28 日におけるコンクリートの圧縮強度(N/mm^2)

α ：セメントの種類の影響を表す係数

t_0 および t ：コンクリートの有効材齢(日)

$\varepsilon'_{as}(t, t_0)$ ：コンクリートの材齢 t_0 から t までの自己収縮ひずみ($\times 10^{-6}$)

$$\varepsilon'_{as}(t, t_0) = \varepsilon'_{as}(t) - \varepsilon'_{as}(t_0)$$

$$\varepsilon'_{as}(t) = \gamma \varepsilon'_{as\infty} [1 - \exp\{-a(t - t_s)^b\}]$$

$\varepsilon'_{as}(t)$ ：凝結の始発から材齢 t までのコンクリートの自己収縮ひずみ($\times 10^{-6}$)

γ ：セメントおよび混和材の種類の影響を表す係数

$\varepsilon'_{as\infty}$ ：自己収縮ひずみの最終値($\times 10^{-6}$)

$$\varepsilon'_{as\infty} = 3070 \exp\{-7.2(W/C)\}$$

W/C ：水セメント比

t_s ：凝結の始発(日)

a, b ：自己収縮の進行特性を表す係数

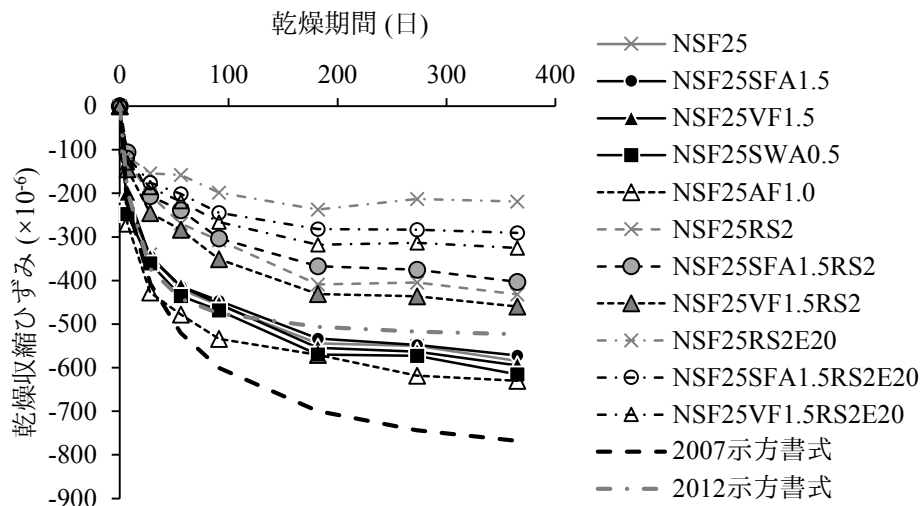


図-5.6 乾燥収縮ひずみの経時変化 (W/B=25%)

本実験の配合では圧縮強度の適用範囲 ($f'_c(28) \leq 80 \text{ N/mm}^2$) を超えており、また、結合材の一部にシリカフュームを用いているため α, γ, a, b の各係数として、示方書に例示されている値は使用できないと考えられる。そこで、短繊維を用いない配合 NSF25, NSF25RS, NSF25RSE のそれぞれの自己収縮ひずみおよび乾燥収縮ひずみの実測値から、最小二乗法により収縮低減材料を使用しない場合、収縮低減剤を使用する場合および収縮低減剤と膨張材を使用する場合の各係数を求め、短繊維を用いた配合に対して、求めた係数とそれぞれの圧縮強度の実測値を代入し、2007 年版示方書の高強度コンクリート用の予測式による収縮ひずみの予測値を算出した。乾燥材齢 182 日における実測値と各予測式による収縮ひずみの予測値を図-5.7 に示す。

収縮低減材料を使用しない高強度繊維補強コンクリートであっても、乾燥収縮ひずみは 182 日において 550×10^{-6} 程度であり、2007 年版示方書の予測式の値に比べて 150×10^{-6} 程度小さい結果となった。2012 年版示方書の予測式と比較的良く対応しており、予測式の値と同程度から 100×10^{-6} 程度大きい範囲にある。

収縮低減材料を使用しない場合には、アラミド繊維を用いた配合でやや大きい期間があるもの、全般的には、短繊維の種類による乾燥収縮ひずみの相違は小さい。

一方、収縮低減材料を使用すると、乾燥収縮ひずみは大幅に小さくなっており、短繊維の有無およびその種類によって若干異なるが、182 日において収縮低減剤を使用した場合には 25~30%程度、収縮低減剤と膨張材を併用した場合には 40~50%程度、収縮ひずみが低減された。

図-5.7 からわかるように、2007 年版示方書の高強度コンクリート用の予測式については、短繊維を用いない配合で求めた各係数を使用することで、短繊維を用いた場合も実測値に対して $\pm 10\%$ 程度の値が算出された。このとき、各配合で計算に用いる値は圧縮強度（前述の式中の $f'_c(28)$ ）のみが異なるが、第 4 章で述べたように、短繊維の有無や短繊維の種類が圧縮強度へ与える影響は小さい。

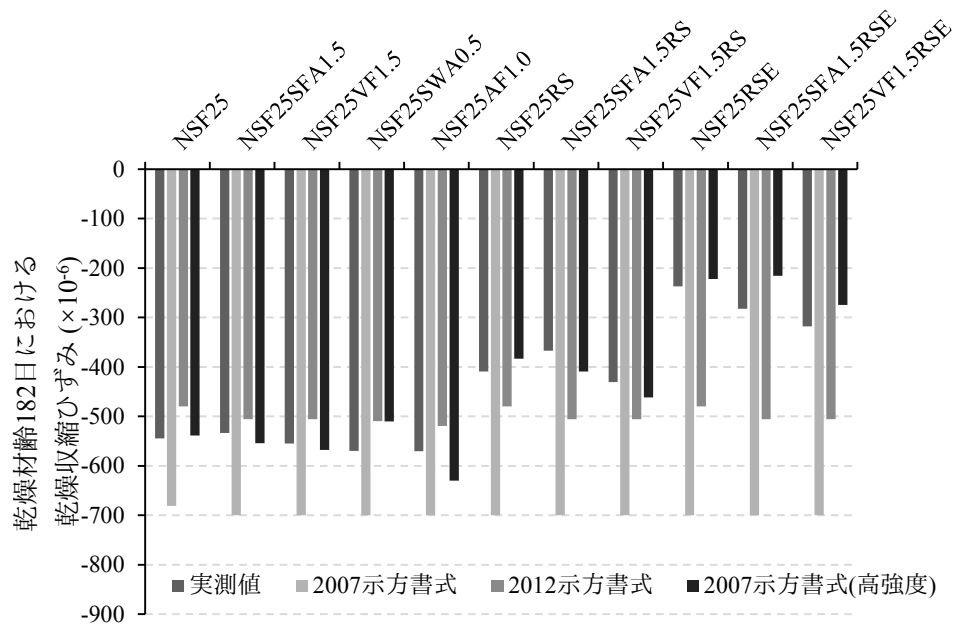


図-5.7 乾燥材齢 182 日における乾燥収縮ひずみ (W/B=25%)

加えて、短繊維の有無や短繊維の種類が乾燥収縮ひずみの実測値に与える影響も小さかったことから、各係数は短繊維の影響を受けなかったものと考えられる。

乾燥収縮ひずみに与える短繊維の有無や短繊維の種類の影響が小さいため、2012 年版示方書の予測式について、収縮低減材料を用いた場合であっても、短繊維を用いない配合の実測値から乾燥収縮ひずみの最終値($\epsilon'_{sh,inf}$)および乾燥収縮の経時変化を表す係数(β)を回帰して求めることで、短繊維を用いた場合の乾燥収縮ひずみのおおよその値を予測することが可能である。

5.4.3 水結合材比 16%の高強度繊維補強コンクリート

図-5.8 に乾燥収縮試験の結果を示す。これまでと同様に、コンクリート標準示方書（以下、示方書と称す）に示される乾燥収縮ひずみの予測式により求めた曲線も併せて示した。2007 年版示方書の予測式に代入した単位水量は 175 kg/m^3 、2012 年版示方書の予測式は配合 LSF16AF1.0 のものである。

図-5.8 によると、短繊維を用いないコンクリートおよびアラミド繊維を用いたコンクリートの乾燥収縮ひずみはほぼ同等の値であり、短繊維の影響は確認できない。収縮低減剤および膨張材を用いた場合の乾燥収縮ひずみは、乾燥期間 182 日において、それらを用いない場合と比べて 80×10^{-6} 程度の乾燥収縮ひずみの低減効果であった。乾燥収縮ひずみについては、自己収縮ひずみの場合に比べて、アラミド繊維や収縮低減剤および膨張材の影響は小さいようである。

示方書の予測式による計算値に関しては、実測値は 2007 年版示方書の予測式の値と 2012 年版示方書の予測式の値の間にある。経時変化の挙動および収縮低減剤および膨張材を用いない配合との対応を考慮すると、2007 年版示方書の予測式のほうがよく対応しているといえる。

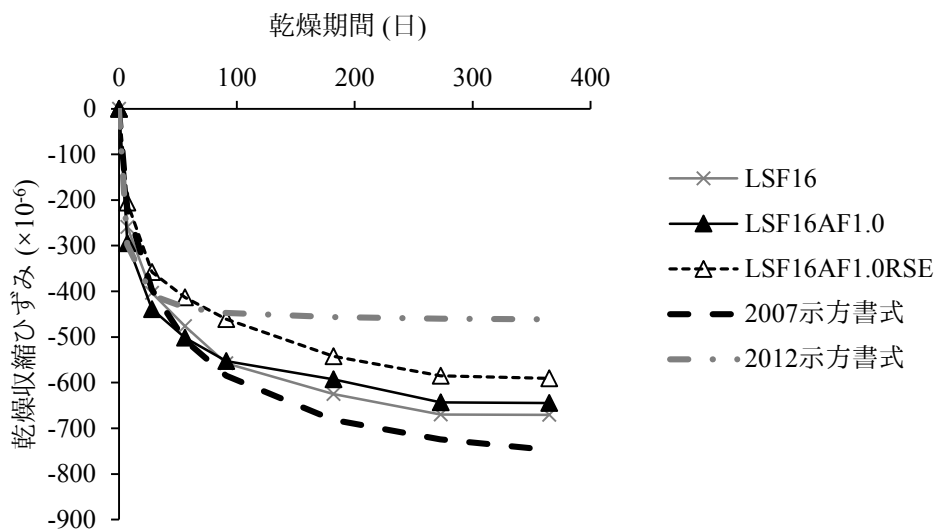


図-5.8 乾燥収縮ひずみ (W/B=16%)

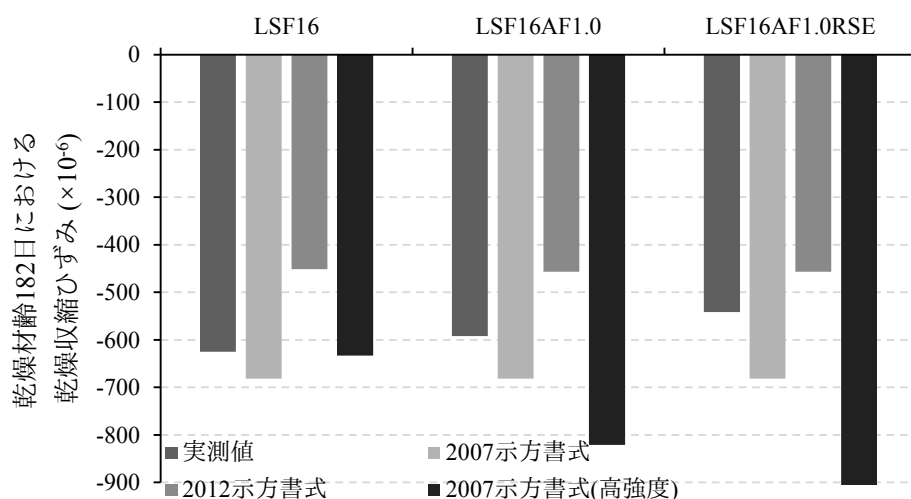


図-5.9 乾燥材齢 182 日における乾燥収縮ひずみ (W/B=25%)

図-5.9 には乾燥材齢 182 日の乾燥収縮ひずみについて、2007 年版示方書の予測式および 2012 年版示方書の予測式に加えて、図-5.7 と同様に、2007 年版示方書の高強度コンクリート用の予測式について、短繊維を用いない配合(LSF16)の実測値から各係数を最小二乗法により求め、短繊維を用いた配合の予測式による計算値を算出したものである。図-5.7 では短繊維の有無にかかわらず同程度の値が計算されたが、図-5.9 では短繊維を用いない配合よりも大きな値が計算された。これは、前述のとおり予測式への代入値が変化するの圧縮強度のみであるのたいて、第 4 章で述べたように、LSF16 に対して LSF16AF1.0 は 10%程度圧縮強度が低下した。このため、収縮ひずみが大きく計算されたものと考えられる。一方、実測された乾燥収縮ひずみは短繊維の混入に関わらず同程

度である，2007年版示方書の高強度コンクリートの予測式を用いた本手法では乾燥収縮ひずみの予測は難しいと考えられる。

5.5 収縮低減剤および膨張材を用いた高強度繊維補強コンクリートの力学特性

図-5.10 に各配合の圧縮強度を示す。W/B=16%では材齢との関係を示した。この図より収縮低減剤の使用は、いずれの W/B であっても短繊維の有無や種類にかかわらず、圧縮強度を 1 割前後低下させることがわかる。収縮低減剤により毛細管空隙からの水の逸散に伴う収縮量が小さくなるならば、収縮低減剤の使用により、水の逸散後の空隙が多く残ると考えられ、このことが圧縮強度の低下をもたらすものと考えられる。膨張材を併用すると低下の度合いは大きくなっており、強度発現が十分でない初期材齢での膨張により、組織が疎になっている可能性を示唆しているものと考えられる。低熱ポルトランドセメントを用いた W/B=16%の配合では、長期材齢での圧縮強度は収縮低減剤および膨張材の使用による差異が小さくなるものの、初期材齢ではやはり 1 割程度の低下が確認できる。収縮低減剤の使用にあたっては、使用しない場合よりも圧縮強度が低下する可能性があるため、留意が必要である。

図-5.11 は、曲げ強度および曲げタフネス試験における曲げひび割れ発生強度、曲げ強度、曲げじん性係数について、収縮低減剤を使用しない場合に対する使用した場合の比の値を配合毎に示したものである。W/B = 25%の配合は標準水中養生 28 日、W/B = 19%の配合は標準水中養生 91 日の結果である。

この図より、W/B = 19%でアラミド繊維を用いた配合 LSF19AF1.0 は、収縮低減剤を使用しても曲げ特性にはほとんど影響がないことがわかる。一方、W/B = 25%では、収縮低減剤のみの使用では影響がみられないが、膨張材も併用すると 1 割程度、各測定値が低下する傾向にあることがわ

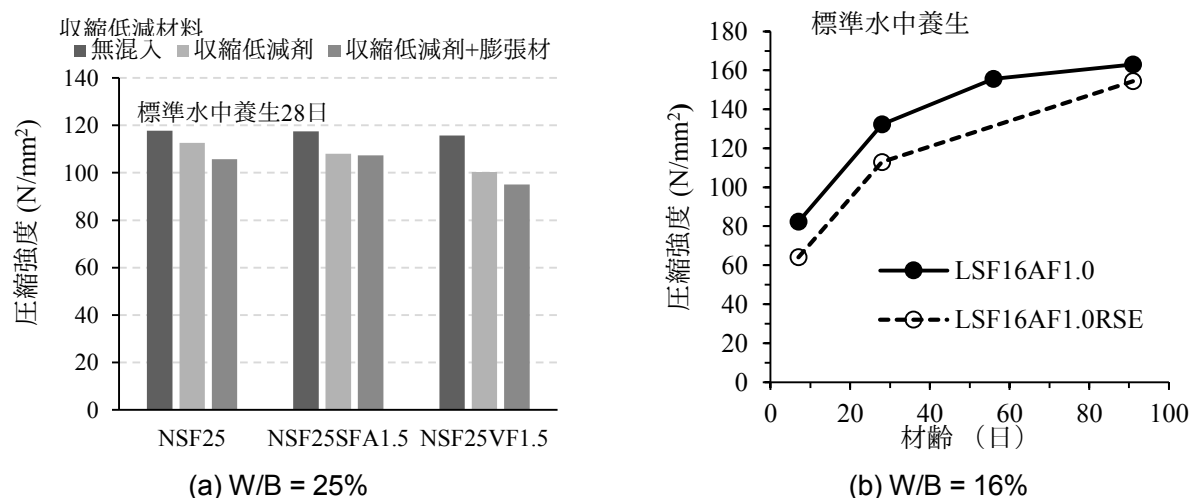
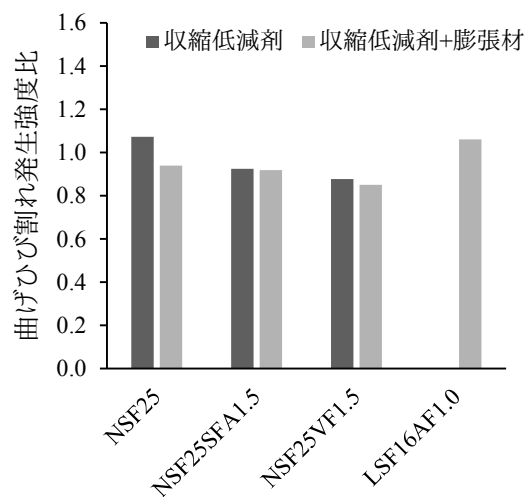
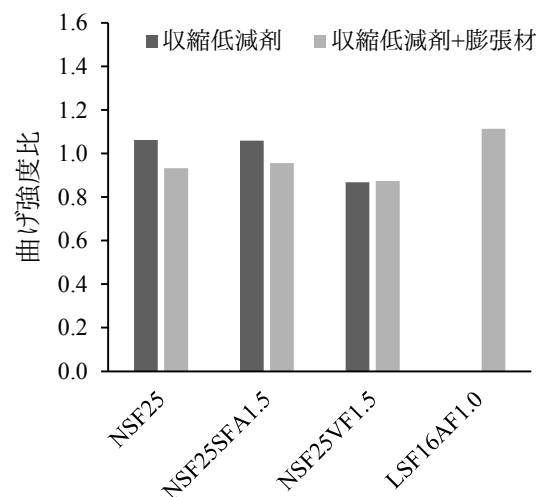


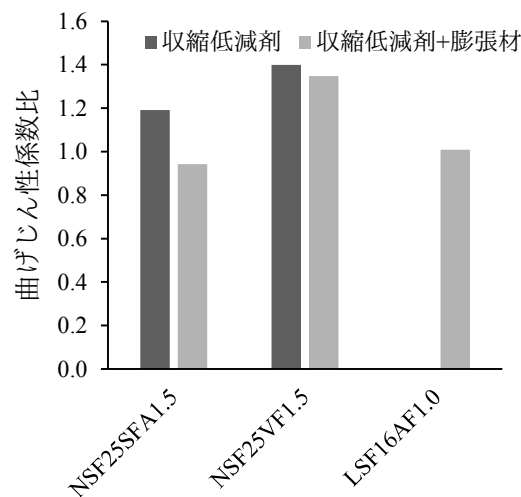
図-5.10 収縮低減剤が圧縮強度に与える影響



(a) 曲げひび割れ発生強度比



(b) 曲げ強度比



(c) 曲げじん性係数比

図-5.11 収縮低減材料が曲げ強度試験の各測定値に与える影響

かる。ただし、PVA 繊維を用いた場合の曲げじん性係数は収縮低減剤を用いること 3 割程度増加している。PVA 繊維はマトリクスとの付着が強く、水結合材比の小さいマトリクスに使用した場合は曲げ強度試験では抜け出さずに破断する傾向にあるが、収縮低減剤の使用により PVA 繊維とマトリクスの付着が抑制され抜け出しが生じることで曲げじん性が向上した可能性が考えられる。

5.6 本章のまとめ

本章では、水セメント比 40%，ならびに、水結合材比 25%および 16%の短繊維補強コンクリートについての乾燥収縮ひずみおよび自己収縮ひずみを測定し、それぞれの収縮ひずみや力学特性に与

える短繊維の影響や、収縮低減剤および膨張材の影響について検討を行った。

本章の範囲で得られた主な結論は以下の通りである。

- (1) 普通ポルトランドセメントとシリカフュームを用いた水結合材比 25%の高強度繊維補強コンクリートの自己収縮ひずみは、材齢 91 日で 600×10^{-6} 程度に達し、短繊維を使用すると単位粗骨材絶対容積の減少および単位水量の増加の影響を受け、若干大きくなる。
- (2) 収縮低減剤および膨張材を用いることで自己収縮ひずみは大幅に低減可能であり、設計基準強度 40 N/mm^2 相当のコンクリートと同程度の自己収縮ひずみに抑えることができる。
- (3) 低熱ポルトランドセメントとシリカフュームを用いた水結合材比 16%の高強度繊維補強コンクリートの自己収縮ひずみは、材齢 91 日で 800×10^{-6} 程度に達する。PVA 短繊維を用いた場合は短繊維を用いないものと同程度であったが、アラミド短繊維を用いると 600×10^{-6} 程度にまで自己収縮ひずみが抑えられる。
- (4) アラミド短繊維を用いた水結合材比 16%の高強度繊維補強コンクリートの自己収縮ひずみは、収縮低減剤および膨張材を用いることで、 200×10^{-6} 程度低減ができ、水セメント比 30%の早強コンクリートと同程度の自己収縮ひずみに抑えることができる。
- (5) 水セメント比 40%の短繊維補強コンクリートの乾燥収縮ひずみに短繊維や単位粗骨材絶対容積が与える影響は小さい。
- (6) 普通ポルトランドセメントとシリカフュームを用いた水結合材比 25%の高強度繊維補強コンクリートの乾燥収縮ひずみは、コンクリート標準示方書の予測式で求めた値に比べて 150×10^{-6} 程度小さく、短繊維の種類による相違も見られない。
- (7) 普通ポルトランドセメントとシリカフュームを用いた水結合材比 25%の高強度繊維補強コンクリートでは、収縮低減剤や膨張材を用いると乾燥収縮ひずみを大幅に低減できる。短繊維を使用した方が収縮低減効果が大きくなり、PVA 短繊維より普通鋼繊維のほうが収縮低減効果が大きい。
- (8) 低熱ポルトランドセメントとシリカフュームを用いた水結合材比 16%の高強度繊維補強コンクリートの乾燥収縮ひずみは、示方書の普通強度域のコンクリートに対する予測式の値と同程度であり、アラミド短繊維の影響は小さい。
- (9) 高強度繊維補強コンクリートに収縮低減剤および膨張材を用いることで圧縮強度等の力学特性がおおむね 1 割程度低下する可能性がある。したがって、収縮低減材料の使用にあたっては、力学特性への影響についても確認を行う必要がある。

参考文献

- 1) 小林一輔：繊維補強コンクリート特性と応用－，オーム社，1981. 6
- 2) 例えば，上原伸郎，鈴木康範，河上浩司，西本好克：超高強度コンクリートの自己収縮低減，コンクリート工学年次論文集，Vol. 27, No. 1, pp. 1099-1104, 2005. 7

- 3) 河野克哉, 川口哲生, 森香奈子, 川村禎昭: ポリビニルアルコール系繊維を混入した超高強度繊維補強 RC はりにおける収縮低減剤の添加によるせん断性能の改善, コンクリート工学年次論文集, Vol. 35, No. 2, 2013. 7
- 4) 河野克哉, 大滝晶生, 二羽純一郎: 混和材料と合成繊維を併用した高強度軽量骨材コンクリートの破壊力学特性, コンクリート工学年次論文集, Vol. 27, No. 1, pp.1369-1374, 2005. 7
- 5) 丸山一平, 岸直哉: 収縮低減剤の作用機構, 日本建築学会構造系論文集, Vol. 74, No. 645, pp. 1895-1903, 2009. 11
- 6) 後藤孝治, 酒井公式, 佐藤健: セメント硬化体の乾燥収縮を低減する有機質混和剤, セメントコンクリート, No. 442, 1983. 12
- 7) 日本コンクリート工学協会: 超流動コンクリート研究委員会報告書(Ⅱ), 1994. 5
- 8) 谷口秀明, 佐々木亘, 樋口正典: PC 部材に使用する早強コンクリートの自己収縮に関する検討, コンクリート工学年次論文集, Vol. 33, No. 1, pp. 533-538, 2011
- 9) 土木学会: 2007 年制定コンクリート標準示方書【施工編】, 2008. 3
- 10) 土木学会: 2012 年制定コンクリート標準示方書【施工編】, 2012. 3
- 11) 土木学会: 超高強度繊維補強コンクリートの設計・施工指針(案), 2004.9

第6章 高強度繊維補強コンクリートのひび割れ発生強度に与える養生方法の影響

6.1 本章の目的

第3章で述べたように、短繊維補強コンクリートは主としてひび割れ発生後挙動を改善時、高いじん性を発揮できる材料である。このような短繊維補強コンクリートを用いた構造物に高い耐久性を発揮させ、長期的に供用する上では、まずは、短繊維を使用しないコンクリートと同様に、所定のひび割れ発生強度を確保することが重要である。このことは、UFC 指針¹⁾のように、使用状態としてはひび割れの発生を許容しない場合は特に重要であり、引張軟化曲線等を考慮し、短繊維補強コンクリートの引張特性を有効に利用するような設計法が将来的に確立された場合であっても、線形弾性の仮定が成り立たなくなる点を与える評価指標として、重要になると考えられる。すなわち、短繊維補強コンクリートの材料特性値として、ひび割れ発生強度は特に重要な特性値のひとつであると考えられる。

一方、普通コンクリートでのひび割れ発生評価については、引張強度や曲げ強度がその指標となるが、配合や使用材料などの条件によっては養生の影響を大きく受ける^{2),3)}とされている。通常のコンクリートでは、供試体は標準水中養生を行ったもので強度を評価するのに対し、部材は湿潤養生を所定の期間実施した後は、乾燥を受けているものと考えられる。また、工場製品では湿潤養生ではなく強度発現を促進するため蒸気養生が行われるが、蒸気養生の条件は工場や部材によって様々であると考えられる。また、UFC¹⁾や超高強度コンクリート⁴⁾のように、給熱養生や断熱養生により、一般的な蒸気養生よりも高い温度履歴を与えることで非常に高い強度を発現させるコンクリートも実用化が進められており、コンクリートの養生方法はより多様になってきているといえる。このような中、養生方法の違いがひび割れ発生強度に与える影響は必ずしも明らかではなく、また、短繊維の影響や水結合材比等の影響についての検討はなされていない。そこで本章では、短繊維補強コンクリートのひび割れ発生強度に与える養生方法の影響について検討を行った。

6.2 水セメント比 40%の短繊維補強コンクリートのひび割れ発生強度

本節では、高強度域の短繊維補強コンクリートのひび割れ発生強度の検討を行うに際して、比較のための前情報を得ることを目的として、普通強度域の短繊維補強コンクリートのひび割れ発生強度と、それに与える養生方法の影響について確認、検討を行う。

6.2.1 実験概要

(1) 使用材料および配合

コンクリートの配合条件を表-6.1 に、使用した短繊維を表-6.2 に示す。4.2 シリーズ 1 と同様の配合である。すなわち、PC 上部工に用いられる設計基準強度 40 N/mm² 程度のコンクリートを想定し、水セメント比 (W/C) は 40% とし、セメントには早強ポルトランドセメントを用いた。細骨材

表-6.1 配合条件

記号	水セメント比 W/C (%)	単位水量 W (kg/m ³)	単位粗骨材絶対容積 V _G (m ³ /m ³)	短繊維の種類	短繊維混入率 V _f (vol.%)
H40	40	165	0.370	—	0
H40Fb0		175	0.260	—	0
H40SFA0.5			0.335	SFA	0.50
H40SFA1.0			0.300		1.00
H40SFA1.5			0.260		1.50
H40SFB1.0			0.300	SFB	1.00
H40SWA0.5			0.200	SWA	0.50
H40SWA0.75					0.75
H40SWA1.0					1.00
H40SWB0.5				SWB	0.50
H40SWB0.75					0.75
H40SWB1.0					1.00
H40VF1.5			0.260	VF	1.50
H40AF0.5			0.300	AF	0.50
H40AF1.0			0.260		1.00
H40AF1.5			0.260		1.50

表-6.2 使用した短繊維

記号	種類	繊維径 d (mm)	繊維長 l (mm)	アスペクト比 l/d	引張強度 (N/mm ²)
SFA	鋼繊維	0.62	30	48	1100
SFB		0.38	22	110	2610 – 3190
SWA		0.20	22	110	2000 以上
SWB			15	75	
VF	PVA 繊維	0.66	30	45	900
AF	アラミド繊維	0.50	30	60	1716

は山砂と硬質砂岩砕砂の混合砂，粗骨材は最大寸法 20 mm の硬質砂岩碎石である．空気量の設計値は 4.5% であり，AE 剤を用いて±1.0% 程度に調整した．

短繊維には鋼繊維，PVA 繊維およびアラミド繊維を用いた．繊維径 0.6 mm 程度，繊維長 30 mm を標準とし，鋼繊維は繊維径 0.2 mm の細径鋼繊維も繊維長 22 mm および 15 mm の 2 種類を用いた．鋼繊維 SFA は両端にフック状の加工がされており，鋼繊維として一般的に使用されているものである．鋼繊維 SFB は SFA と同様な両端フック加工がされているが，繊維径が小さく引張強度が高いものである．アラミド繊維は繊維径 0.012 mm のパラ型アラミド繊維をエポキシ系の樹脂により集束し，所定の寸法の短繊維としたものを使用した．

(2) 実験方法

それぞれの配合で製作した供試体は材齢 1 日で脱型し，所定の養生を行った後，圧縮強度試験 (JIS

A 1108), 静弾性係数試験 (JIS A 1149), 割裂引張強度試験 (JIS A 1149) および曲げ強度試験 (JSCE-G552) を実施した. 圧縮強度試験, 静弾性係数試験および割裂引張強度試験には $\phi 100 \times 200$ mm の円柱供試体, 曲げ強度試験には $100 \times 100 \times 400$ mm の角柱供試体を用い, 各試験の供試体は 3 体である.

一般に, コンクリートの強度を評価する場合には標準水中養生を行った供試体により測定されるが, 実際の構造物では, 例えば材齢 28 日まで湿潤養生が行われることはほとんどないと考えられる. すなわち, コンクリート部材の表層部分は所定の養生終了後, 乾燥環境に置かれていると考えられる. したがって, 養生方法として, 通常の評価に用いられる標準水中養生のほかに, 気中養生により乾燥の影響を確認することとした. 気中養生は材齢 7 日まで標準水中養生を行った後, 室温 $20 \pm 2^\circ\text{C}$, 湿度 $60 \pm 5\%$ の恒温恒湿室への存置することとした. 試験はそれぞれ材齢 28 日で実施した.

短繊維補強コンクリートの割裂引張強度試験では, ひびわれの発生以降も短繊維の架橋によって供試体が繋ぎ止められるため, 測定される最大荷重のみからでは引張強度の評価はできない⁵⁾. そこで UFC 指針⁷⁾では供試体端面にひずみゲージを貼り, 計測されたひずみの変化が不連続になった点をひび割れ発生強度として評価することとしている. 本実験においても, これに準じてひび割れ発生強度を評価することとした. 曲げ強度試験においても同様に, 引張縁のひずみを測定, 評価することとした. なお, 試験方法によるひび割れ発生強度を区別するため, 割裂引張強度試験による場合は割裂ひび割れ発生強度, 曲げ強度試験による場合は曲げひび割れ発生強度と呼ぶこととする.

6.2.2 実験結果および考察

(1) 圧縮強度および静弾性係数

圧縮強度試験および静弾性係数試験の結果をそれぞれ図-6.1 および図-6.2 に示す. 図-6.1 より短繊維の有無や短繊維の種類および混入率によらず, 気中養生の圧縮強度は標準水中養生より 1 割程度増加する. このような気中養生, すなわち乾燥の影響により圧縮強度が増加する現象は既往の報

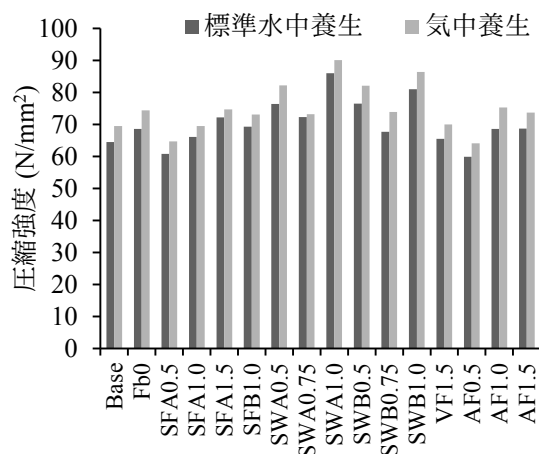


図-6.1 圧縮強度試験結果

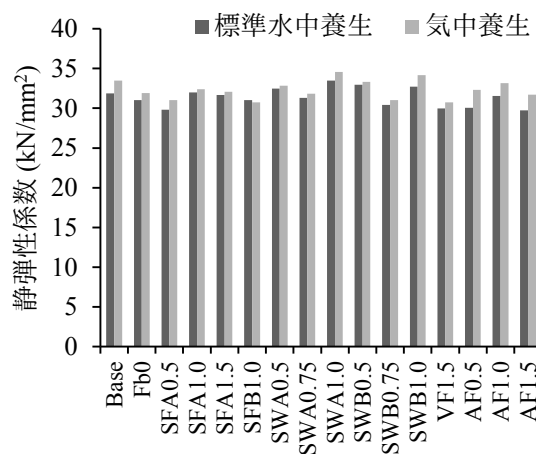


図-6.2 静弾性係数試験結果

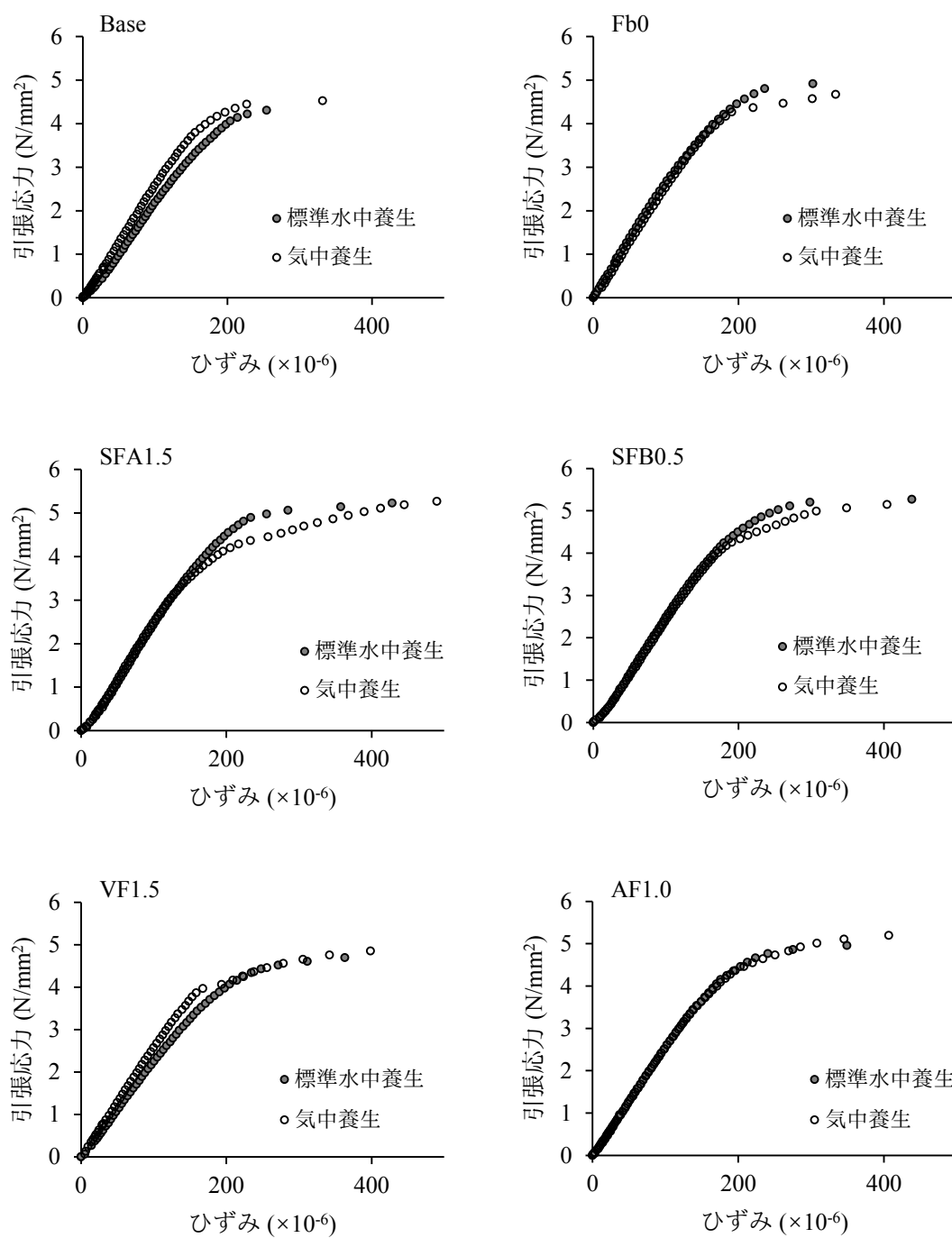


図-6.3 割裂引張強度試験における応力-ひずみ曲線の一例

告と同様の傾向であり，水分の逸散によって表面エネルギーが増加するため⁶⁾と説明されている．
 静弾性係数についても圧縮強度の増加に伴って同程度～1割程度の増加がみられた．

(2) 応力-ひずみ曲線

図-6.3 に割裂引張強度試験における応力-ひずみ曲線の一例を示す．

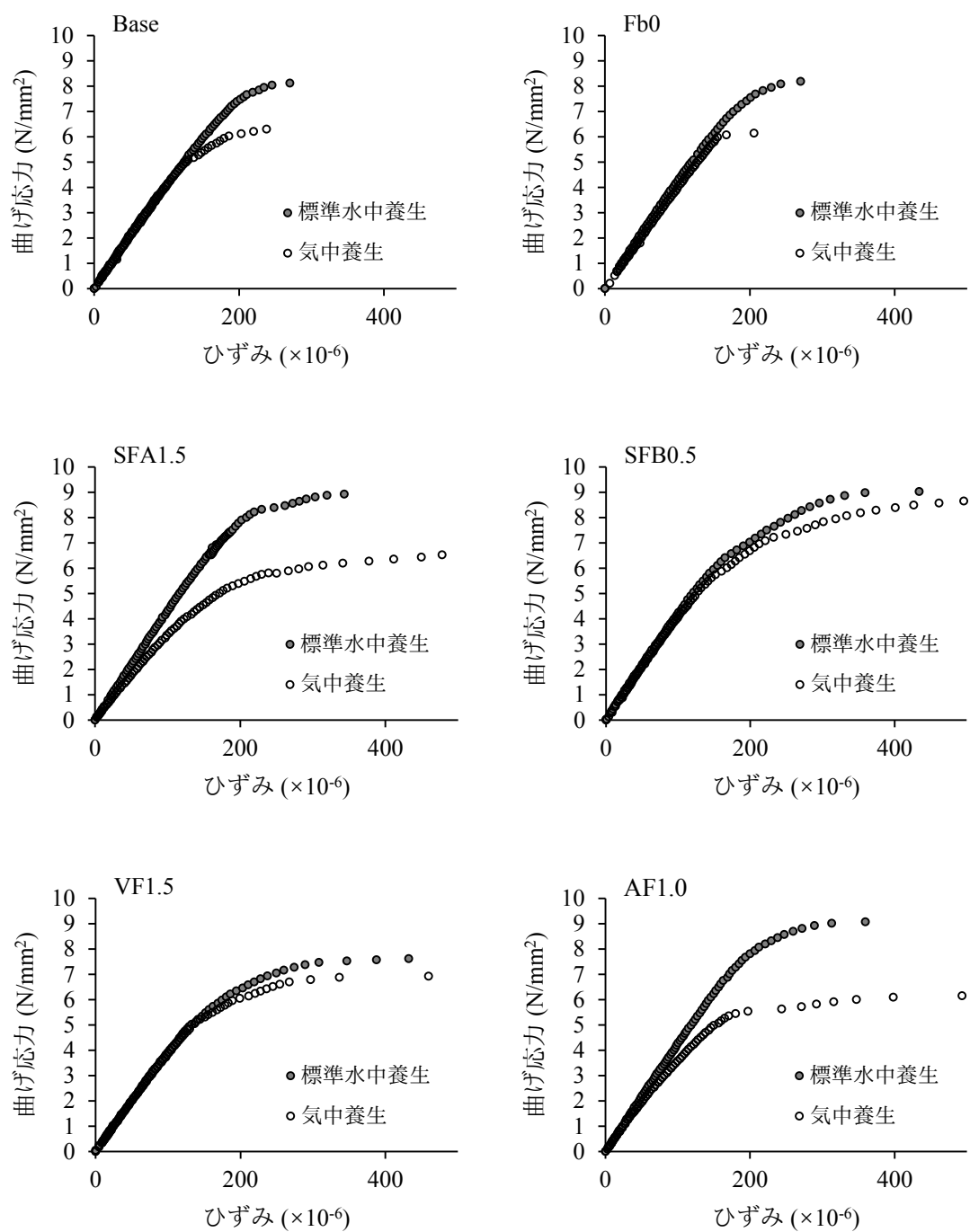


図-6.4 曲げ強度試験における応力-ひずみ曲線の一例

この図からわかるように、応力-ひずみ曲線は、载荷初期には概ね直線関係を示すが、ひび割れの発生により供試体の剛性が低下するため、その傾きは大きくなる。全体的な傾向として、標準水中養生に比べ、気中養生とした供試体では、低い応力度から剛性に変化が生じ、また、緩やかに進行していく傾向がみられる。

図-6.4 は曲げ強度試験における供試体引張縁の応力—ひずみ曲線の一例である。

全般的な傾向としては図-6.3 に示した割裂引張強度の場合と同様であるが、標準水中養生と気中養生の差が大きくなっているものが多い。標準水中養生の場合に比べ、気中養生では剛性の低下する応力が小さく、また、SFA1.5 や AF1.0 のように、初期の剛性から差が生じるものもみられた。

これらの現象の一因として、供試体表面に乾燥収縮による引張応力が生じたこと⁸⁾が考えられる。したがって、曲げ強度試験では乾燥面が載荷の際の引張縁となり、外力による曲げ引張応力に加算されるため、より顕著に影響が現れたものと考えられる。さらに、気中養生を行った場合に、応力—ひずみ曲線の傾きの変化がより緩やかになっていることから、乾燥の影響が収縮による引張応力だけでなく、水和反応が阻害されることによって供試体表面のマトリクスの組織が粗になることや乾燥によって微細なひび割れが発生していることなどが考えられ、これらによって剛性の低下が生じたと考えられる。

(3) ひび割れ発生強度

図-6.3 および図-6.4 からひび割れ発生強度を求める。UFC 指針では、ひずみ変化が不連続になった点をひび割れ発生強度として評価するとしている。本実験で得られたひずみ変化は連続的に生じているものも多く、一意的に決定することは困難であると考えられた。そこで、小林らの研究⁷⁾を参考に、横軸を対数とした応力—ひずみ曲線に現れる変曲点における応力をひび割れ発生強度とした。横軸を対数とし、ひび割れ発生と判定した点を図示した応力—ひずみ曲線の例を図-6.5 に示す。図-6.6 は図-6.5 の横軸を通常の線形軸に戻したものであるが、原点からひび割れ発生と判定した点まではおおむね直線関係にあるとしてよいと考えられる。UFC 指針ではひび割れ発生強度の定義として、“線形弾性の仮定が成り立たなくなる際の応力”としており、本方法は、ひび割れ発生強度の判定方法として妥当であると考えられる。

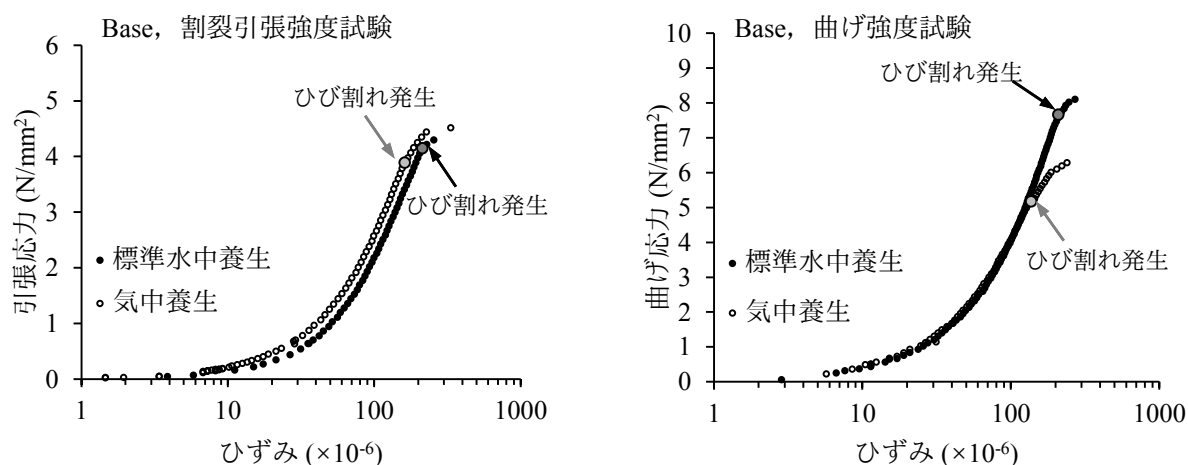


図-6.5 片対数軸にプロットした応力-ひずみ曲線の一例

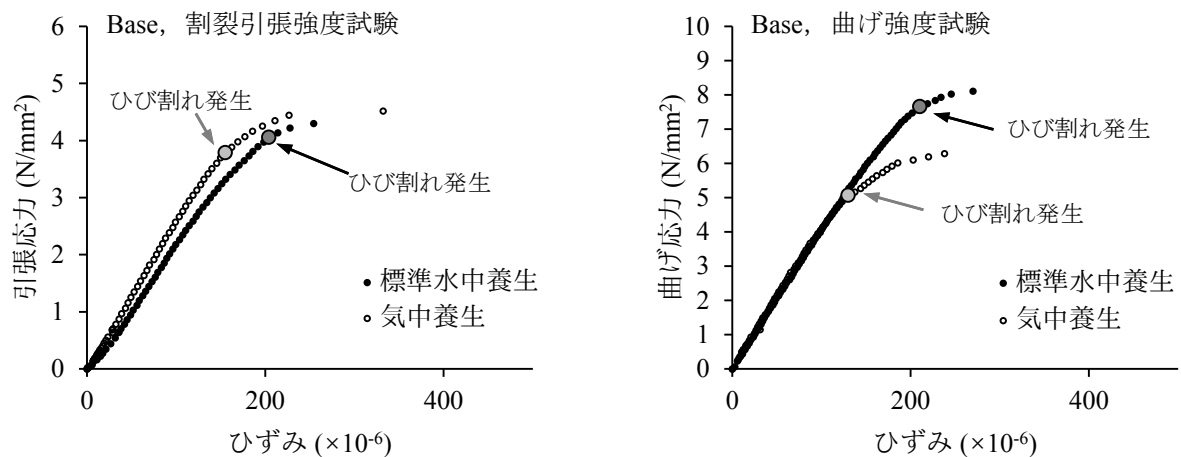


図-6.6 応力-ひずみ曲線とひび割れ発生強度の一例

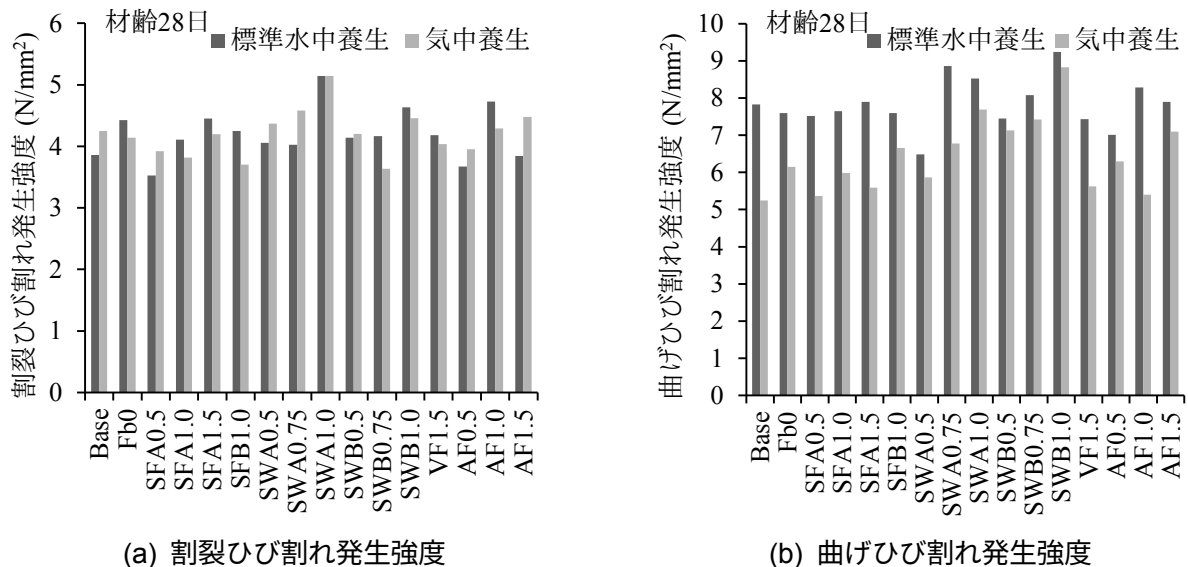
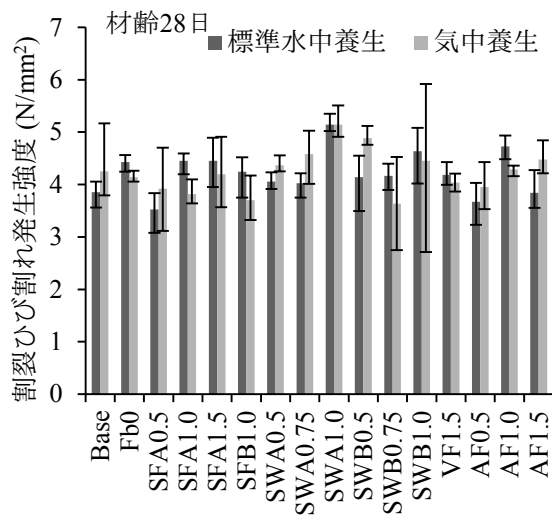
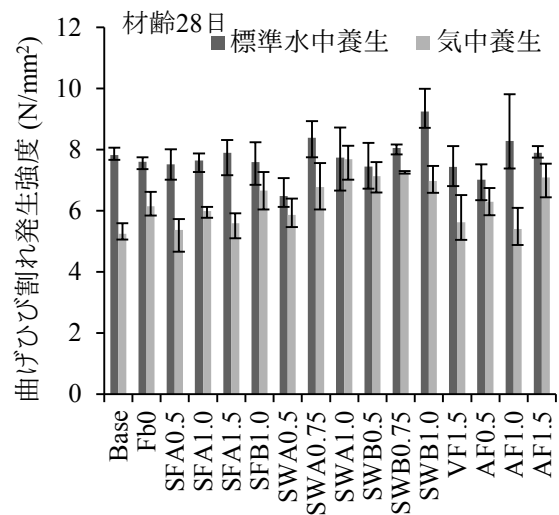


図-6.7 ひび割れ発生強度

以上により求めたひび割れ発生強度を図-6.7に示す。割裂ひび割れ発生強度は気中養生により低下しているものが多いものの、標準水中養生との差は大きくても $\pm 10\%$ 程度であり、その影響は明確ではない。一方、曲げひび割れ発生強度は養生の影響が大きく、気中養生とした場合、標準水中養生に比べて30%前後の低下がみられた。これらは、前述の通り、供試体表面の乾燥収縮による引張応力の影響によって生じたものと考えられる。また、割裂引張強度試験では断面に一樣に応力が生じるため、供試体表面の影響は小さいが、曲げ強度試験では引張縁となる供試体表面に最大の曲げ引張応力が生じる。このため、養生方法の影響は割裂ひび割れ発生強度に比べ、曲げひび割れ発生強度で大きくなったと考えられる。

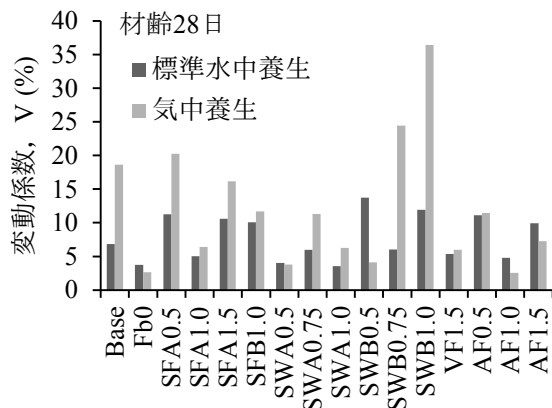


(a) 割裂ひび割れ発生強度

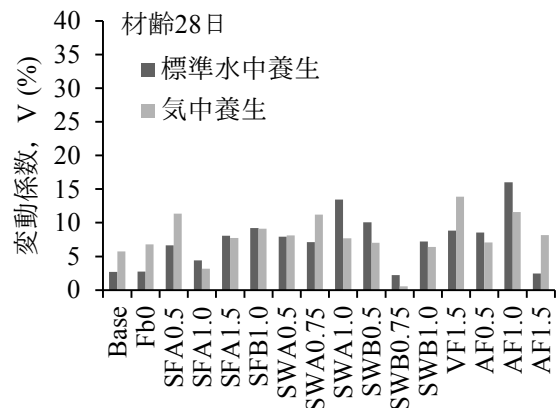


(b) 曲げひび割れ発生強度

図-6.8 ひび割れ発生強度のばらつき



(a) 割裂ひび割れ発生強度



(b) 曲げひび割れ発生強度

図-6.9 各試験における変動係数

図-6.7 に示した強度値はいずれも供試体 3 体の試験値の平均値である。図-6.7 に対し、各試験値の最大値および最小値の範囲を追記したものを図-6.8 に示す。割裂ひび割れ発生強度では、特に気中養生の場合において試験値の範囲が大きい傾向にあり、標準水中養生に対する気中養生の影響を明確にはできない。これに対し、曲げひび割れ発生強度では試験値の範囲を考慮しても、気中養生により強度が低下している傾向があるといえる。図-6.9 はそれぞれの試験および配合における変動係数を示したものである。この図からも割裂引張強度試験における試験値のばらつきが大きいことが分かる。

いずれにせよ、上で述べたような養生方法によるひび割れ発生強度の変化は、短繊維の種類や混

入率によらず生じるようである。短繊維の種類による影響については、6.4 節にて考察を行う。

6.3 水結合材比 25～16%の短繊維補強コンクリートのひび割れ発生強度

6.3.1 実験概要

表-6.3 および表-6.4 にコンクリートの配合条件を示す。水結合材比（W/B）は 22%，19%および 16%とした。結合材は，W/B = 22%では早強ポルトランドセメントおよびシリカフューム，W/B = 19%および 16%では低熱ポルトランドセメントおよびシリカフュームを用いた。シリカフューム（密度 2.25 g/cm³，BET 比表面積 16.2 m²/g）の使用量は，質量比で結合材量の 10%とした。使用した骨材は，W/B = 22%については前節と同様であり，細骨材には山砂と硬質砂岩砕砂の混合砂，粗骨材には最大寸法 20 mm の硬質砂岩砕石を用いた。W/B=19%では硬質砂岩砕砂および最大寸法 13 mm の硬質砂岩砕石を用い，W/B = 16%では硬質砂岩砕砂および最大寸法 20 mm の硬質砂岩砕石を用いた。W/B=16%では短繊維を用いない Base 配合，短繊維混入を想定した単位粗骨材絶対容積に減じた配合および各短繊維について短繊維混入率を 1 水準のみ設定した配合とした。単位粗骨材絶対容積は第 3 章，第 4 章を参考に，W/B = 16%の Base 配合では 0.300m³/m³，それ以外の配合では 0.200m³/m³ 一定とした。

W/B = 22%および 19%では，前節の結果から，養生方法の影響は短繊維の有無に関わらず確認が

表-6.3 配合条件(W/B=22%および 19%)

記号	水結合材比 W/B (%)	単位水量 W (kg/m ³)	空気量 (%)	単位粗骨材 絶対容積 V _G (m ³ /m ³)
HSF22	22	185	3.5	0.200
LSF19	19	175	2.0	0.200

表-6.4 配合条件(W/B=16%)

記号	水結合材比 W/B (%)	単位水量 W (kg/m ³)	空気量 (%)	単位粗骨材 絶対容積 V _G (m ³ /m ³)	短繊維の 種類	短繊維混入率 V _f (vol.%)
LSF16Base	16	175	2.0	0.300	—	0
LSF16				0.200	—	0
LSF16SFA1.5					SFA	1.5
LSF16SFB1.0					SFB	1.0
LSF16SWB0.75					SWB	0.75
LSF16VF1.5					VF	1.5
LSF16AF1.0					AF	1.0

可能であると判断し、本節の実験では短繊維は用いない配合でのみ検討を行った。フレッシュコンクリートの流動性および空気量は高性能減水剤（ポリカルボン酸系）および空気量調整剤（ポリアルキレングリコール誘導体）を用いて調整した。

各配合の供試体を作製した後、材齢 1 日で脱型し、所定の材齢まで表-6.5 に示す養生を行った。標準水中養生および所定の材齢まで標準水中養生を行った後に温度 20±2℃、湿度 60±5%の気中養生といった雰囲気温度が 20℃の条件のほかに、W/B=22%および 19%では、プレキャスト部材の製作を想定した蒸気養生を行った。蒸気養生は、最高温度を 50℃と 85℃の 2 通りとし、保持時間は 24 時間または 48 時間とした。蒸気養生後、直ちに室温 20±2℃、湿度 60±5%の恒温恒湿室で気中養生を行うものと、所定の材齢まで 20℃の環境で湿布による湿潤養生を行った後に気中養生を行うものの比較を行った。蒸気養生は、温度制御可能な恒温恒湿槽を用い、湿潤状態を保持した状態で温度履歴を与えることで模擬した。

表-6.5 に示した各養生方法について、圧縮強度および割裂引張強度試験により測定したひび割れ発生強度と材齢の関係を調べた。W/B = 22%および 19%の一部の材齢では曲げ強度試験も実施し、曲げ強度試験によるひび割れ発生強度を測定した。曲げ強度試験を実施する材齢は、W/B = 22%では材齢 28 日、W/B=19%では材齢 91 日とした。圧縮強度試験および割裂引張強度試験では、φ 100

表-6.5 養生方法

記号	配合 (W/B, %)	養生方法
W	22, 19, 16	標準水中養生
W7D		材齢 7 日まで標準水中養生, 材齢 7 日以降 20℃RH60%気中養生
W28D	16	材齢 28 日まで標準水中養生, 材齢 28 日以降 20℃RH60%気中養生
5048D	19	最高温度 50℃保持時間 48 時間の蒸気養生終了後, 20℃RH60%気中養生
5048W7D		最高温度 50℃保持時間 48 時間の蒸気養生終了後、材齢 7 日まで 20℃湿潤養生を行った後、20℃RH60%気中養生
5048W28D		最高温度 50℃保持時間 48 時間の蒸気養生終了後、材齢 28 日まで 20℃湿潤養生を行った後、20℃RH60%の気中養生
8524D		最高温度 85℃保持時間 24 時間の蒸気養生終了後, 20℃RH60%気中養生
8524W7D		最高温度 85℃保持時間 24 時間の蒸気養生終了後、材齢 7 日まで 20℃湿潤養生を行った後、20℃RH60%気中養生
8524W28D		最高温度 85℃保持時間 24 時間の蒸気養生終了後、材齢 28 日まで 20℃湿潤養生を行った後、20℃RH60%気中養生
8548D		最高温度 85℃保持時間 48 時間の蒸気養生終了後, 20℃RH60%気中養生
8548W28D		最高温度 85℃保持時間 48 時間の蒸気養生終了後, 20℃RH60%気中養生

×200mm の円柱供試体，曲げ強度試験では 100×100×400mm の角柱供試体を用いた．割裂および曲げそれぞれのひび割れ発生強度は前節と同様の方法によって求めた．

6.3.2 実験結果および考察

図-6.10～6.14 に圧縮強度試験および割裂引張強度試験の結果を示す．図-6.10，図-6.11 よび図-6.12 から，圧縮強度については，材齢 7 日まで標準水中養生とすれば，乾燥環境にあっても，標準水中養生を続けたものと同様に強度が発現していることがわかる．一方，割裂ひび割れ発生強度は標準水中養生を継続しても，材齢 7～28 日以降は強度発現が頭打ちとなっている．さらに，材齢 7 日以降気中養生とした場合は，強度が気中養生開始時から低下していることが確認できる．前

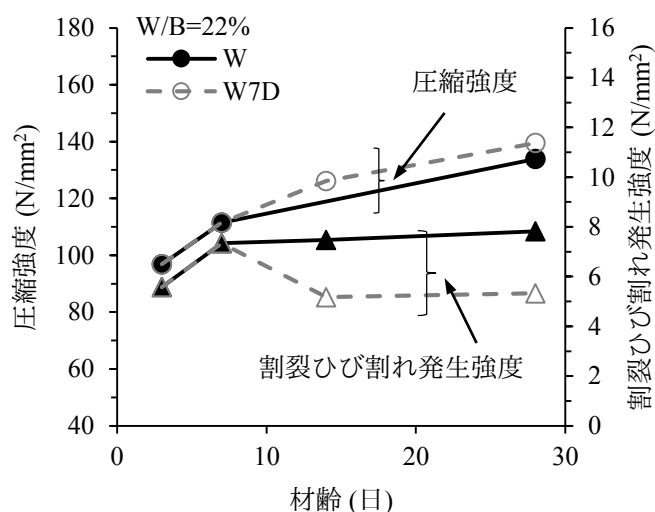


図-6.10 材齢と圧縮強度および割裂ひび割れ発生強度の関係 (W/B=22%，20℃養生)

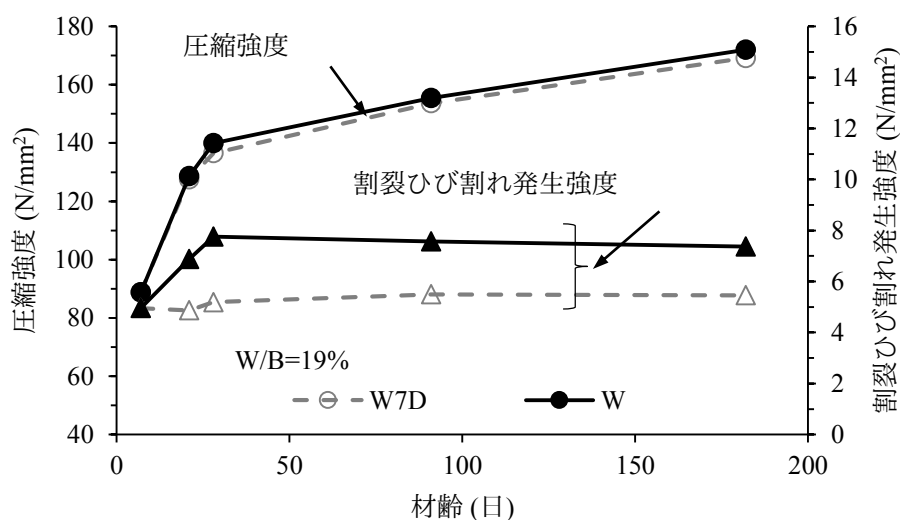
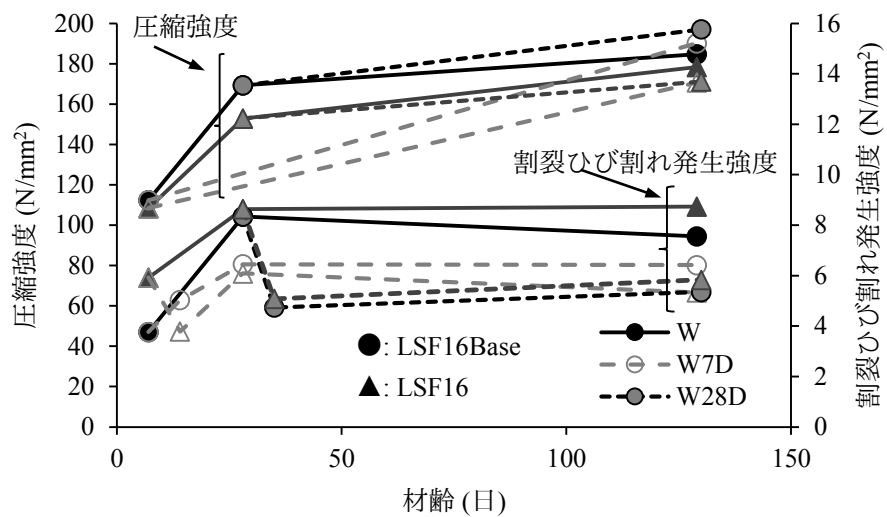
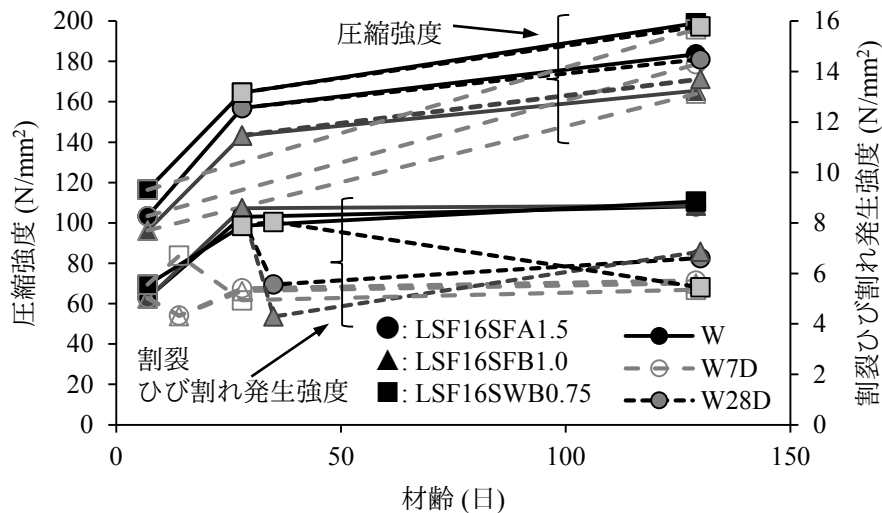


図-6.11 材齢と圧縮強度および割裂ひび割れ発生強度の関係 (W/B=19%，20℃養生)



(a) 短繊維無し



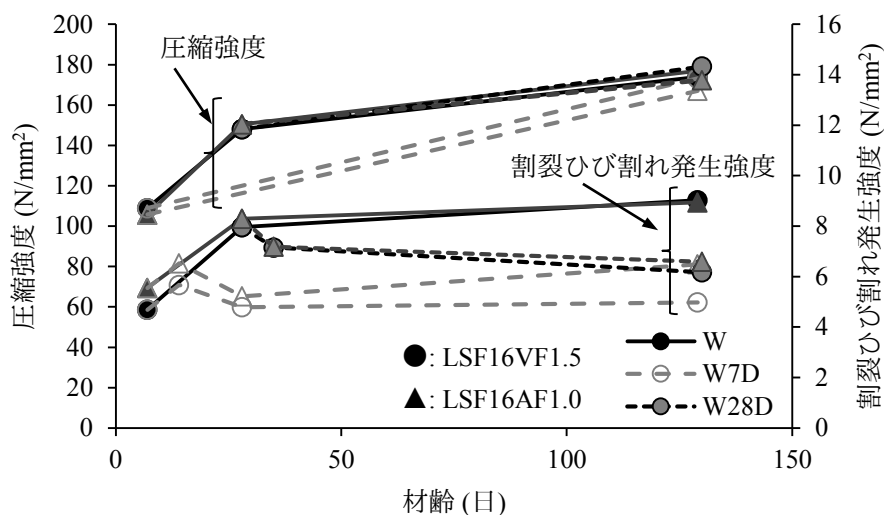
(b) 鋼繊維

図-6.12 材齢と圧縮強度および割裂ひび割れ発生強度の関係 (W/B=16%, 20°C養生)

節の W/C = 40% のコンクリートでは、養生方法が割裂ひび割れ発生強度へ与える影響は必ずしも明確でなかった。しかし、低水結合材比の高強度コンクリートでは割裂ひび割れ発生強度に対しても養生方法の影響が大きく現れることがわかった。

図-6.13 および図-6.14 に蒸気養生を行った場合の結果を示す。蒸気養生の最高温度を 50°C とした場合では、前述の水中養生の場合と同様な現象が確認できる。すなわち、圧縮強度は蒸気養生後の湿潤養生、気中養生によって大きな差を生じないのに対し、割裂ひび割れ発生強度は、湿潤養生を一定期間行っても、その後、気中に置かれることによって強度が低下し同程度の値に収束している。

一方、蒸気養生の最高温度を 85°C とした場合には、蒸気養生後の養生方法が圧縮強度に与える影



(c) PVA 繊維およびアラミド繊維

図-6.12 材齢と圧縮強度および割裂ひび割れ発生強度の関係 (W/B=16%, 20°C養生)

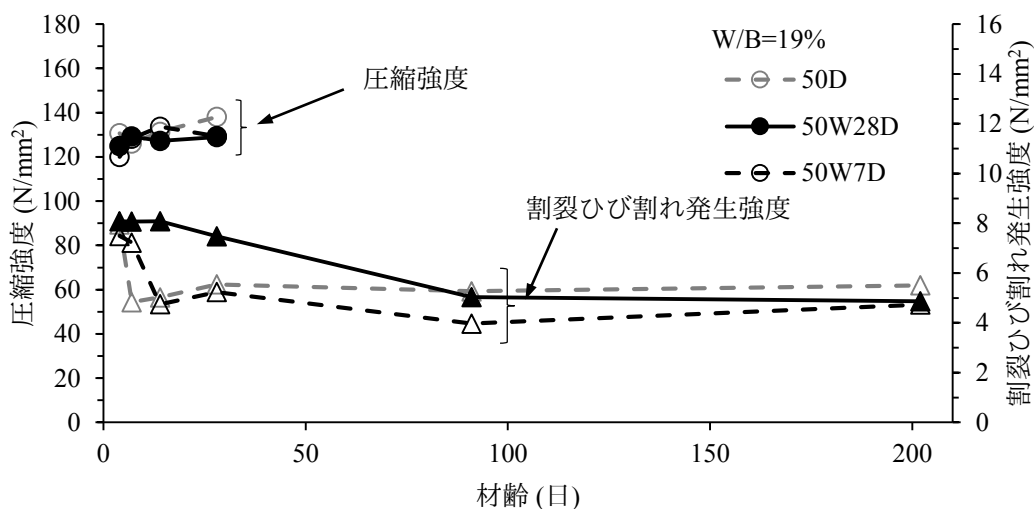


図-6.13 材齢と圧縮強度および割裂ひび割れ発生強度の関係 (W/B=19%, 50°C蒸気養生)

響が小さいのは同様であるが、割裂ひびわれ発生強度に与える影響が異なっている。最高温度を 50°C とした蒸気養生や水中養生の条件では、気中養生に変更した直後に割裂ひび割れ発生強度が急激に低下していたのに対し、最高温度を 85°C とした蒸気養生では気中養生直後の急激な低下はみられず、長期的に緩やかに低下することが確認された。これは、気中養生開始時の圧縮強度が他の養生条件より高いことからわかるように、気中養生開始時点において他の養生条件に比べて水和反応が進み、マトリクスがより緻密となったことから、水分の逸散がより進みにくくなっているものと推察される。

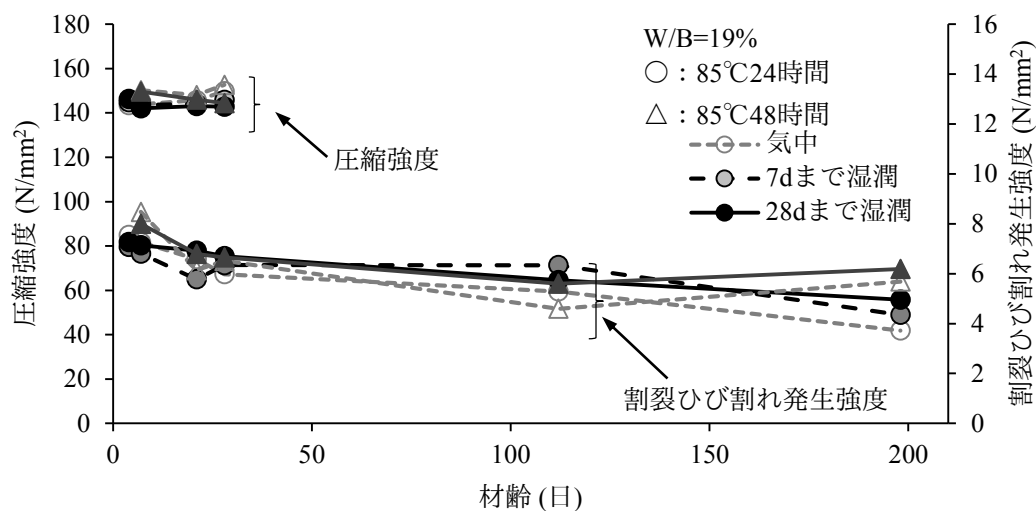


図-6.14 材齢と圧縮強度および割裂ひび割れ発生強度の関係 (W/B=19%, 85°C蒸気養生)

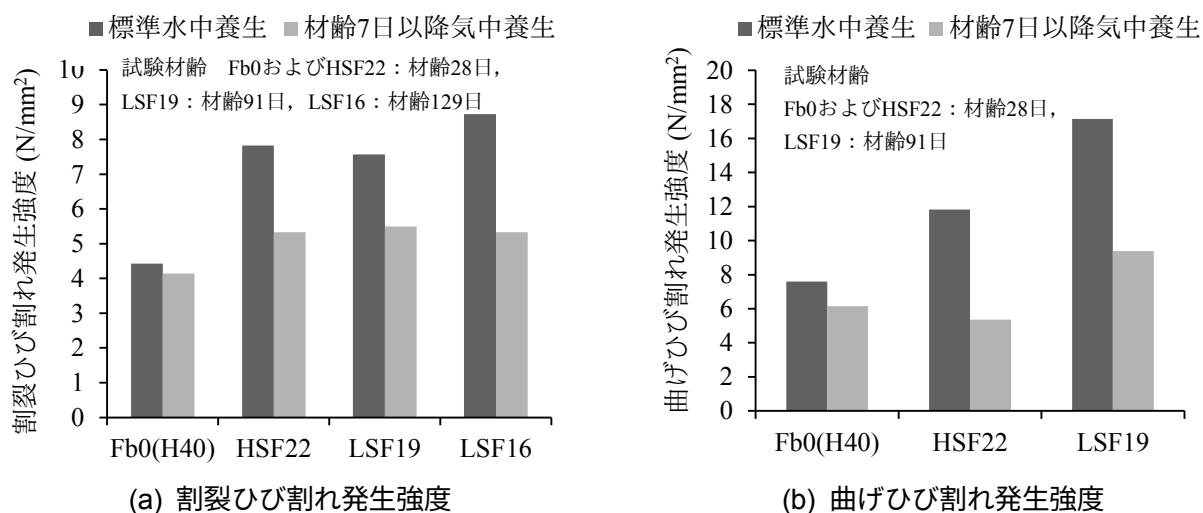


図-6.15 ひび割れ発生強度に与える W/B の影響

蒸気養生のうち最高温度を 85°Cとした条件では、最高温度の保持時間として 24 時間と 48 時間の 2 水準を設定したが、本実験の範囲ではその影響は必ずしも明確ではなかった。

図-6.15 および図-6.16 は割裂および曲げひび割れ発生強度を水結合材比で整理したものである。養生方法は標準水中養生および標準水中養生 7 日以降気中養生であり、W/B=40%の配合である Fb0 も併せて示している。また、図-6.16 は標準水中養生でのひび割れ発生強度を 1 として、気中養生を行った場合のひび割れ発生強度を比の値で示したものである。

図-6.16 から、高強度域のコンクリートでは割裂ひび割れ発生強度、曲げひび割れ発生強度ともに、気中養生の影響による低下の度合いが大きくなっていることがわかる。その結果、W/B = 40%

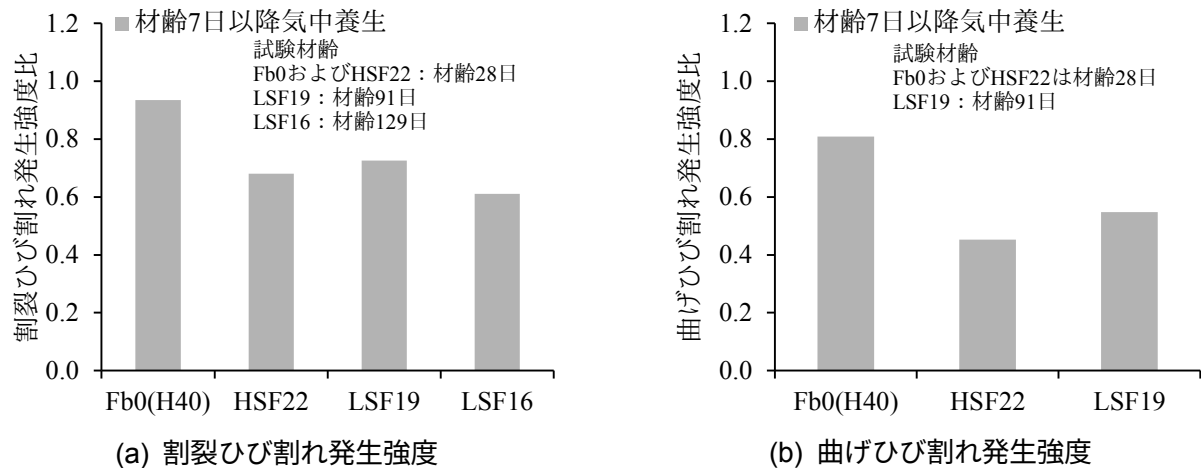


図-6.16 ひび割れ発生強度比に与える W/B の影響

のコンクリートでは必ずしも明確でなかった割裂ひび割れ発生強度へ与える養生方法の影響が、高強度コンクリートでは明確となることがわかる。さらに、図-6.15 からわかるように、標準水中養生を行った供試体では、水結合材比を減じることで割裂および曲げひび割れ発生強度は増加しているが、気中養生を行った供試体では必ずしも増加しないことが起こりうる。また、標準水中養生であっても、水結合材比の低減による曲げひび割れ発生強度の増加に対して、割裂ひび割れ発生強度の増加は小さい。

高強度で組織が緻密である場合には、水中養生や蒸気養生の直後では水の浸透が表面付近のみに留まり、内部は自己乾燥状態になることで断面内に水分分布が生じ、表面付近に圧縮の自己応力が生じることが指摘されている³⁾。したがって高強度繊維補強コンクリートでは、乾燥によって表面付近に発生する引張応力が生じることのほかに、上記のような表面付近の圧縮応力が生じることにより、湿潤状態にあった供試体と気中存置後の供試体のひび割れ発生強度により大きな差が生じるものと考えられる。

図-6.17 は各配合、各試験での弾性係数比を示している。ここで、割裂引張強度試験および曲げ強度試験における弾性係数とは、それぞれの試験で計測を行った応力-ひずみ関係における原点からひび割れ発生までを直線としたときの傾きとした。図-6.6 で例示したように、それぞれの試験で計測を行った応力-ひずみ関係において、原点からひび割れ発生までは概ね直線関係にあるとしてよいと判断できた。比較のために、圧縮強度試験時の値、すなわち一般の静弾性係数も併せて示している。それぞれの弾性係数は、標準水中養生に対する気中養生の比の値として示した。この図より、圧縮強度試験時の弾性係数には気中養生の影響はみられないのに対し、割裂引張強度試験および曲げ強度試験における弾性係数は気中養生の影響を受けることがわかる。割裂引張強度試験時の弾性係数については、W/C が 40%の配合では気中養生の影響により 1 割程度増加しているのに対し、W/B が 22%以下の配合では標準水中養生と気中養生で同程度の弾性係数であった。曲げ強度試験時

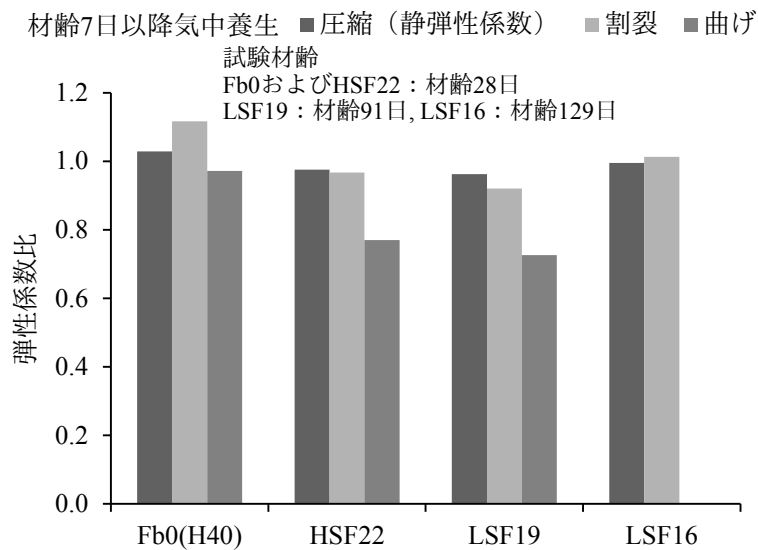


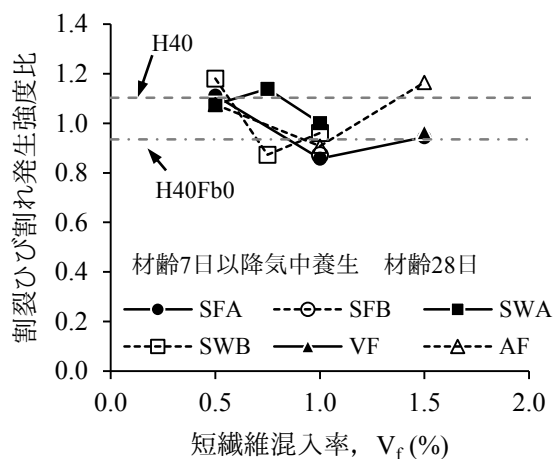
図-6.17 弾性係数比に与える W/B の影響

の弾性係数については、W/C が 40% の配合では気中養生の影響は小さく標準水中養生と同程度であったのに対し、W/B が 22% 以下の配合では気中養生の影響により大きく低下した。このように、特に高強度域の配合において気中養生、すなわち乾燥の影響により剛性の低下が生じていることは、表面に微細なひび割れが生じていることを示唆するものであり、特に曲げ強度試験においては供試体表面に最大の引張応力が生じるため、供試体表面に生じる乾燥や供試体表面と供試体内部の収縮などによるひずみ差の影響が大きく現れたものと考えられる。したがって、乾燥によるひび割れ発生強度の低下は、先述の表面付近に生じる圧縮の自己応力だけでなく、微細なひび割れが生じたことによって起こったものと考えられる。

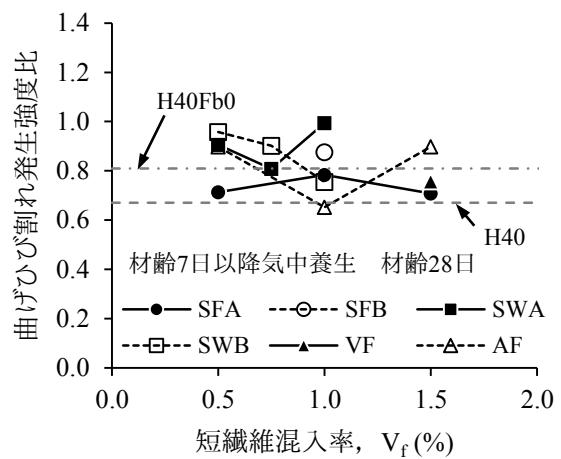
以上のことから、ひび割れ発生強度の評価を行う場合、特に高強度とする場合には養生方法の影響を大きく受け、乾燥を受けた場合などに標準水中養生を行った供試体での試験値に比べて大きく低下する場合がある。対象となる部材に応じて養生方法を適切に設定し、ひび割れ発生強度の評価は、部材と同様の養生を実施した供試体で行う必要があるといえる。

6.4 養生方法によるひび割れ発生強度の変化に与える短繊維の影響

図-6.18 に普通強度域のコンクリート（W/C=40%）の短繊維混入率とひび割れ発生強度の関係を示す。ひび割れ発生強度は、標準水中養生でのひび割れ発生強度を 1 として、気中養生を行った場合のひび割れ発生強度を比の値で示したものである。割裂ひび割れ発生強度については、図-6.8 で示したようにばらつきが大きいものの、短繊維を用いないプレーンコンクリート（図中の H40）では気中養生による強度の低下はみられないのに対して、短繊維を用いた配合および短繊維は混入しないが単位粗骨材絶対容積(V_G)を減じた配合では、割裂ひび割れ発生強度比が H40 より小さくなる



(a) 割裂ひび割れ発生強度



(b) 曲げひび割れ発生強度

図-6.18 短繊維の種類および混入率とひび割れ発生強度比の関係 (W/C=40%)

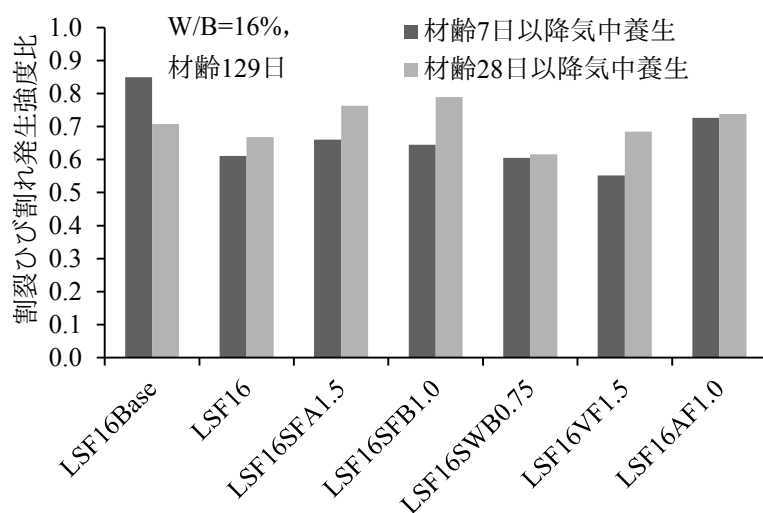


図-6.19 短繊維の種類とひび割れ発生強度比の関係 (W/B=16%)

傾向がみられた。一方、曲げひび割れ発生強度では、前述のとおり全般的には気中養生の影響によって低下する傾向にあるが、H40の曲げひび割れ発生強度比が最も小さく、短繊維の使用または V_G の低減により、曲げひび割れ発生強度比が改善している傾向が確認できる。いずれのひび割れ発生強度においても、短繊維の種類による差異に明確な傾向は見られない。また、短繊維を用いず V_G を減じた配合とも有意な差異は見出せない。したがって、養生方法によるひび割れ発生強度の変化に影響を与える要因としては、短繊維よりも、短繊維の混入に伴う V_G の変化が主であると考えられる。

図-6.19は高強度コンクリート (W/B=16%) における割裂ひび割れ発生強度比である。材齢7日

以降気中養生とした場合は、W/C=40%の場合とおおむね同様の傾向であり、LSF16Base に対して、短繊維を用いた配合および単位粗骨材絶対容積を減じた配合では割裂ひび割れ発生強度比が小さくなった。水中養生を材齢 28 日まで行った場合には LSF16Base とそのほかの配合の差異はほとんど見られなくなった。しかしながら、水中養生を材齢 28 日まで行った場合の SFA および SFB のひび割れ発生強度が他の配合より若干大きくなってはいるものの、W/C = 40%の場合と同様に、短繊維の種類による傾向は明確ではなかった。したがって、養生方法によるひび割れ発生強度の変化に、短繊維が与える影響は相当に小さいと言える。

6.5 本章のまとめ

本章では、短繊維補強コンクリートの重要な特性値のひとつであると考えられるひび割れ発生強度に与える養生方法ならびに配合の影響について、割裂引張強度試験および曲げ強度試験により検討を行った。

本章で得られた主な結論は以下の通りである。

- (1) 圧縮強度や静弾性係数については、気中養生の影響により、標準水中養生よりも低下することはなかったが、ひび割れ発生強度は強度の低下が生じうる。
- (2) 割裂引張強度試験および曲げ強度試験によってひび割れ発生強度を評価する場合、気中養生は、水セメント比 40%の短繊維補強コンクリートでは曲げひび割れ発生強度に大きな影響を与えるが、割裂ひび割れ発生強度への影響はばらつきも大きく明確でない。一方、水結合材比 22~16%の高強度繊維補強コンクリートでは曲げひび割れ発生強度だけでなく、割裂ひび割れ発生強度にも大きな影響を与える。
- (3) 気中養生によるひび割れ発生強度に与える短繊維の影響は小さい。気中養生開始時点での強度発現が進んでいるほど、気中養生によるひび割れ発生強度の経時変化は緩やかになる。
- (4) 気中養生の影響を考慮すると、水結合材比の低減によって圧縮強度が増加してもひび割れ発生強度は必ずしも増加しない。
- (5) 気中養生によるひび割れ発生強度の低下は水結合材比の小さい高強度コンクリートでより顕著になるため、養生方法は適切に設定する必要がある、ひび割れ発生強度の評価は、部材と同様の養生を実施した供試体で行う必要がある。

参考文献

- 1) 土木学会：超高強度繊維補強コンクリートの設計・施工指針（案），2004. 9
- 2) 土木学会：2012 年制定コンクリート標準示方書【設計編】，2013. 3
- 3) 宮澤伸吾，田澤栄一：セメント系材料の曲げ強度に及ぼす不均一な乾燥収縮応力の影響，土木学会論文集，No. 246 / V-14, pp. 121-129, 1991. 2
- 4) たとえば，河上浩司，小出貴夫，西本好克，鈴木康範：200N/mm² 級超高強度コンクリートの

実用化に関する研究, コンクリート工学年次論文集, vol. 31, No. 1, 2009.

- 5) 日本建築学会：スチールファイバーコンクリート技術の現状, 1984. 3
- 6) 岡島達雄：コンクリートの力学特性と水分, セメント・コンクリート, No.464, pp. 18-26, 1985.
10
- 7) 小林一輔, 趙力采：単軸引張を受ける鋼繊維補強コンクリートの強度と変形, 土木学会論文集,
No. 257, pp. 85-94, 1977. 1

第7章 高強度繊維補強コンクリートの配合設計フローの提案

7.1 本章の目的

本章では、第3章～第6章で得られた知見を基に、高強度繊維補強コンクリートの配合設計フローの提案を行う。

7.2 力学特性に基づく配合条件の設定

まず初めに、設計図書に記載された特性値を確認するのは一般のコンクリートと変わらない。まずは要求性能を満足できる特性値を有する配合とする必要がある。しかし、特性値は短繊維補強コンクリートに特徴的なものになる。現在、短繊維補強コンクリートに関する指針等で提案されているものに、ひび割れ発生強度、曲げ強度、曲げじん性係数、引張軟化特性などがある^{1),2)}。このような短繊維補強コンクリートに特徴的な性能を考慮して構造物が設計される場合、圧縮強度以外の強度が設計基準強度となる可能性がある。

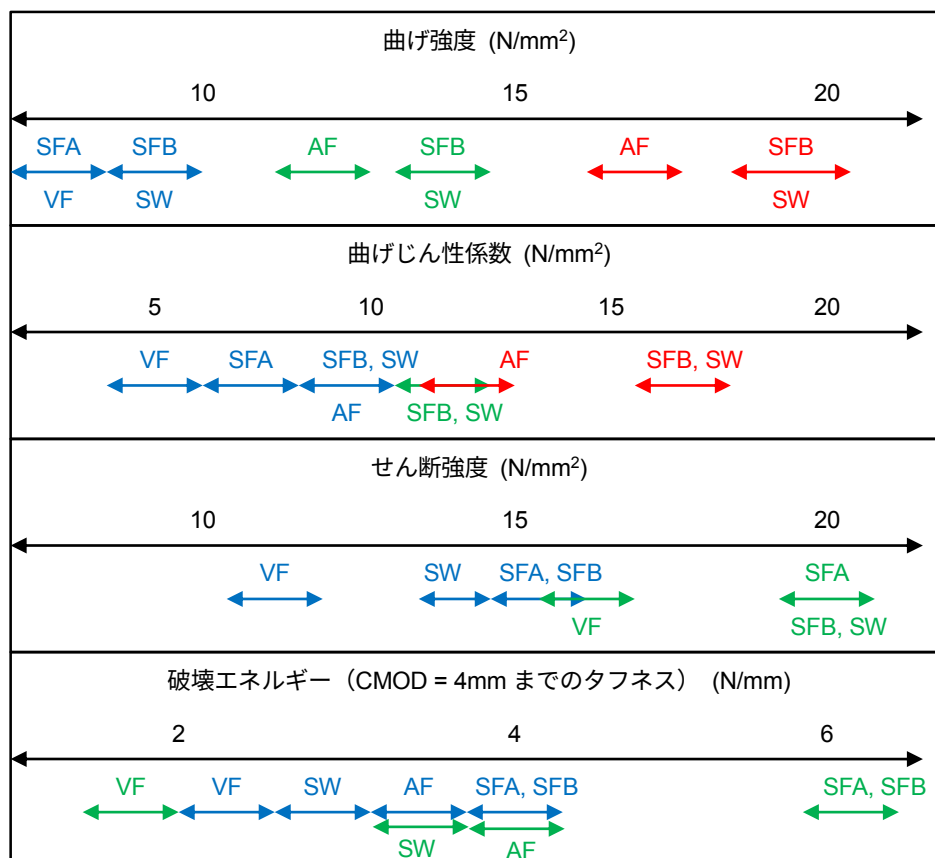
図-7.1 に本研究で得られた結果に基づいた、各強度値を得るための水結合材比、短繊維の種類および混入率の目安となる値を示す。ただし、各種強度値は実測値であって特性値ではないため、実際に適用する場合には、ばらつきに基づいて割り引いた値を特性値として設定する必要がある。

第4章で述べたように、圧縮強度や静弾性係数、割裂ひび割れ発生強度、および曲げひび割れ発生強度は短繊維の影響をほとんど受けない。したがって、これらは短繊維を用いない普通コンクリートと同様にして設定することが可能である。すなわち、圧縮強度については、通常コンクリートと同様に結合材水比(B/W)と圧縮強度の関係から設定することが可能であり、通常コンクリートのデータを用いることができる。ただし、水結合材比が20%を下回るような特に高い強度域であって、集束タイプのような合成繊維を用いることを検討する場合には、短繊維を用いないコンクリートに対して短繊維の混入により圧縮強度が低下する可能性があることを考慮しなくてはならない。

割裂ひび割れ発生強度および曲げひび割れ発生強度については、それぞれ、短繊維を用いない通常コンクリートの引張強度および曲げ強度に対応する。したがって、圧縮強度との関係で整理されている既往の知見³⁾を参考とすることができる。しかし、ひび割れ発生強度は、第6章で述べたように、養生方法や環境条件の影響を大きく受ける。そのため、各力学特性の確認の際には、施工条件、環境条件の確認を行い、実際の部材と同様の養生を実施することが重要である。

曲げ強度や曲げじん性係数については第4章の内容、特に図-4.40を参考にするのが良い。図-4.40のうち、結合材水比と曲げ強度の関係を図-7.2、結合材水比と曲げじん性係数の関係を図-7.3に示す。これらの図より、短繊維の選定について以下のように考えることができる。

①繊維径 0.6 mm、繊維長 30 mm 程度の一般的な鋼繊維や PVA 繊維は曲げ強度については短繊維を用いない通常コンクリートと同程度となる。じん性の向上に期待してこれらの短繊維を使用する



水結合材比
 青: W/C = 40%
 緑: W/B = 25%
 赤: W/B = 16%

記号	種類	繊維径 (mm)	繊維長 (mm)	アスペクト比	引張強度 (N/mm ²)	短繊維混入率 (%)
SFA	鋼繊維	0.62	30	48	1100	1.5
SFB	鋼繊維	0.34	30	88	2610 - 3190	1.0
SW	鋼繊維	0.2	22	110	> 2000	0.75
			15	75		0.5
VF	PVA繊維	0.66	30	45	900	1.5
AF	アラミド繊維	0.5	30	60	1716	1.0

図-7.1 目標強度に対する水結合材比，短繊維の種類および短繊維混入率の目安

こととなるが，曲げじん性係数は結合材水比によらずおおむね一定値が得られる．なお，本論文では検討しなかった合成繊維のうち，PP 繊維は引張強度，ヤング係数ともに，PVA 繊維よりも小さいため，同様の考え方が適用できると考えられる．

②繊維径 0.4 mm 程度以下で 2000 kN を超える高い引張強度を有する鋼繊維や，高強度高弾性を有するアラミド繊維のような合成繊維（本論文では検討しなかったものとして，他に，高強度 PE 繊維，PBO 繊維などがある）を集束した短繊維を用いると，曲げ強度は短繊維を用いないコンクリートに比べて増加し，曲げじん性係数も結合材水比の増加とともに直線的に増加する．したがって，所定の曲げ強度および曲げじん性係数を得るために，圧縮強度によらずに水結合材比を選定することとなる．

①②いずれの場合でも，短繊維混入率の増加によっても，曲げ強度および曲げじん性係数は直線的に増加する．したがって，水結合材比は，短繊維の影響の小さい圧縮強度やひび割れ発生強度に

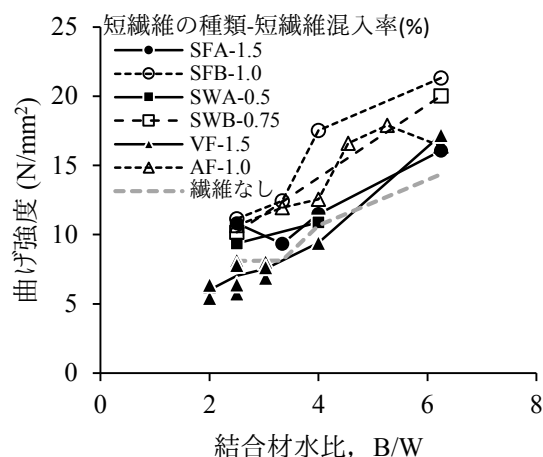


図-7.2 結合材水比と曲げ強度の関係

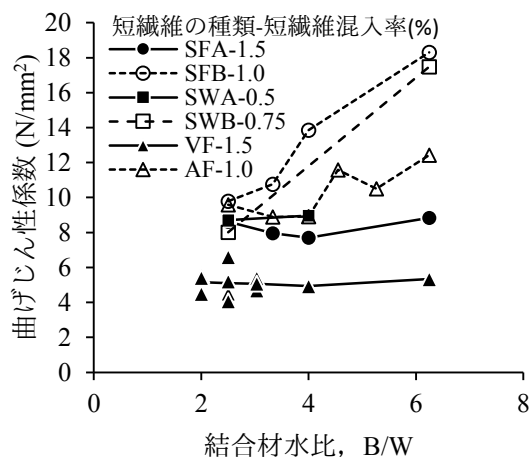


図-7.3 結合材水比と曲げじん性係数の関係

よって決定し、決定した水結合材比の条件で所定の曲げ強度や曲げじん性係数等が得られるように、短繊維の種類および混入率を設定するのが良い。短繊維の種類および混入率の設定は、各水結合材比の条件下での、短繊維のアスペクト比（繊維長と繊維径の比）と短繊維混入率の積と、曲げ強度等の関係から設定することができる。

7.3 流動性に基づく単位水量および単位粗骨材絶対容積の設定

上記の要領で設定された水結合材比、短繊維の種類および短繊維混入率をもとに、所定の流動性を有する配合としなければ施工することができない。ここで、本論文の第3章で提示した表-3.14および表-3.15を参考に、設定した短繊維混入率に対応して、所定の流動性を確保するための単位粗骨材絶対容積の概略値および調整量を定めることができる。表-3.15および表-3.14を表-7.1および表-7.2に再掲する。

この表を利用するためには短繊維の実積率を測定し、短繊維混入率を短繊維かさ容積に換算する必要がある。短繊維かさ容積を用いることで、短繊維の種類によらず、流動性への影響を推定することができる。

例えば、水結合材比19%でベースコンクリートのスランプフローが800 mmであるとする、表-7.1より、短繊維かさ容積 $0.100 \text{ m}^3/\text{m}^3$ の短繊維を混入させるとスランプフローはおおよそ550 mmとなり、短繊維かさ容積 $0.075 \text{ m}^3/\text{m}^3$ の短繊維を混入させるとスランプフローはおおよそ675 mmとなる。表-7.2より、短繊維かさ容積を $0.075 \text{ m}^3/\text{m}^3$ から $0.100 \text{ m}^3/\text{m}^3$ に増加させた場合に流動性を変化させない単位粗骨材絶対容積の減少量は $0.038 \text{ m}^3/\text{m}^3$ となる。したがって、スランプフローが800 mmであるベースコンクリートに対して、短繊維かさ容積 $0.100 \text{ m}^3/\text{m}^3$ の短繊維を混入させスランプフロー675 mm程度を確保するには、単位粗骨材絶対容積を $0.038 \text{ m}^3/\text{m}^3$ 程度減じればよいと推定される。

表-7.1 スランプまたはスランプフローを所定量減少させる短繊維かさ容積の増加量

W/B (%)	スランプフローを 50mm 減少		スランプを 2cm 減少	
	短繊維かさ容積の範囲 (m³/m³)			
	>0.05-0.10	<0.05-0.10	>0.05-0.10	<0.05-0.10
16	0.018	0.04	-	-
19	0.01	0.03	-	-
22	0.01	0.02	0.014	-
25	-	-	0.015	

(単位：m³/m³)

表-7.2 短繊維かさ容積 0.01 m³ の増加に対応する単位粗骨材絶対容積の減少量

		W/B (%)		
		19		25
		スランプ フロー	スランプ	スランプ
短繊維かさ容積の 範囲 (m ³ /m ³)	< 0.05-0.10	0.005	0.003	0.010
	> 0.05-0.10	0.015	0.026	

(単位：m³/m³)

各単位量が決定すれば、次に実際に試し練りを行い、所定の流動性が得られることの確認を行う。しかし、例えば単位粗骨材絶対容積が極端に小さくなってしまふなど、設定した短繊維混入率では所定の流動性が得られない場合も生じるものと考えられる。その場合は、水結合材比の設定を変更し、少ない短繊維混入率で要求性能を満足する特性値が得られるように配合を変更することとなる。この場合、水結合材比は圧縮強度ではなく、曲げ強度やその他の特性値により定まることとなる。

7.4 養生方法の設定と力学特性の確認

目標とする流動性が得られることを確認すると、施工方法や施工サイクルなどから定まる実際の部材と同一の養生方法により養生を行い、力学特性の確認を行うのが良い。第 6 章で図-6.15 に示したように、ひび割れ発生強度は気中養生の影響により低下するため、これを考慮して養生方法を定めるのが良い。図-6.15 を図-7.4 に再掲する。第 6 章の結果からは、気中養生開始時の強度が高いほど、気中養生によるひび割れ発生強度の低下は小さく抑えられる。ここで、所定の力学特性が得られなかった場合には、フローの最初に戻り、水結合材比、短繊維の種類や混入率の設定から配合設計をやり直すこととなる。ただし、ひび割れ発生強度に与える短繊維の影響は小さい。図-7.2 に示したように、水結合材比を減じてもひび割れ発生強度の増加は小さく、気中養生により乾燥の影

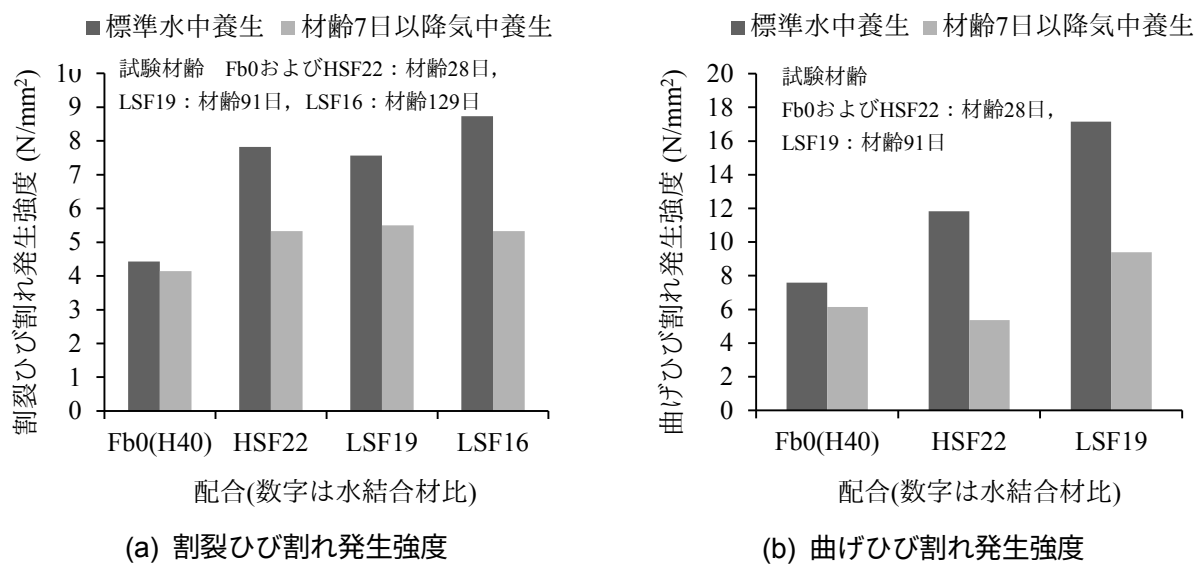


図-7.4 ひび割れ発生強度に与える W/B の影響

響を受ける場合は特にそれが顕著となる。したがって、ひび割れ発生強度が目標値を得られず、養生方法の改善等も難しい場合には、設計値自体の見直しについて検討する必要がある。

7.5 収縮低減材料の使用の検討

水結合材比を減じた高強度コンクリートでは収縮ひずみが大きく、型枠などによる拘束条件によってはひび割れを生じる可能性がある。また、有効プレストレス量や出来形そのものに影響を与える可能性も考えられる。部材の条件によって、収縮を低減する必要がある場合には、収縮低減剤や膨張材の使用が有効である。第5章の結果を参考に、収縮低減剤単独、または収縮低減剤と膨張材の併用を検討するのが良い。第5章の結果からは、収縮低減剤、または収縮低減剤および膨張材を使用することで表-7.3に示すような収縮低減効果が得られることが明らかとなっている。これらの対策を講じても収縮が大きいことによる問題が解決できない場合には、設計値の見直しや、部材や型枠の形状等の再検討が必要となる。一方で、収縮低減剤や膨張材を使用すると各種強度が1割

表-7.3 収縮低減材料の使用による収縮ひずみの低減効果
(100×100×400 mm 角柱供試体)

W/B (%)	収縮低減材料を用いない場合 の収縮ひずみの目安		収縮低減材料を用いた場合の低減効果			
			収縮低減剤 (結合材量の2%) 使用		収縮低減剤(結合材量の2%) および 膨張材(低添加型, 20 kg/m ³)使用	
	自己収縮	乾燥収縮	自己収縮	乾燥収縮	自己収縮	乾燥収縮
25	600×10 ⁻⁶	550×10 ⁻⁶	30%	25%	60%	40%
16	800～600×10 ⁻⁶	650×10 ⁻⁶	-	-	30%	12%

程度低下することが確認されている。これにより、特性値が要求性能を満足しない可能性がある場合には、水結合材比の設定に戻り、水結合材比を調整することが必要となる。

以上に示したフローにより、所定の性能を有する高強度繊維補強コンクリートの配合設計が可能であると考えられる。以上の配合設計フローを、図-7.5 に図示する。

参考文献

- 1) 土木学会：鋼繊維補強コンクリートの設計施工指針（案），1983. 3
- 2) 土木学会：超高強度繊維補強コンクリートの設計・施工指針（案），2004. 9
- 3) 例えば，野口貴文，友澤史紀：高強度コンクリートの圧縮強度と各種力学特性のとの関係，日本建築学会構造系論文集，No. 472, pp. 11-16, 1995. 6

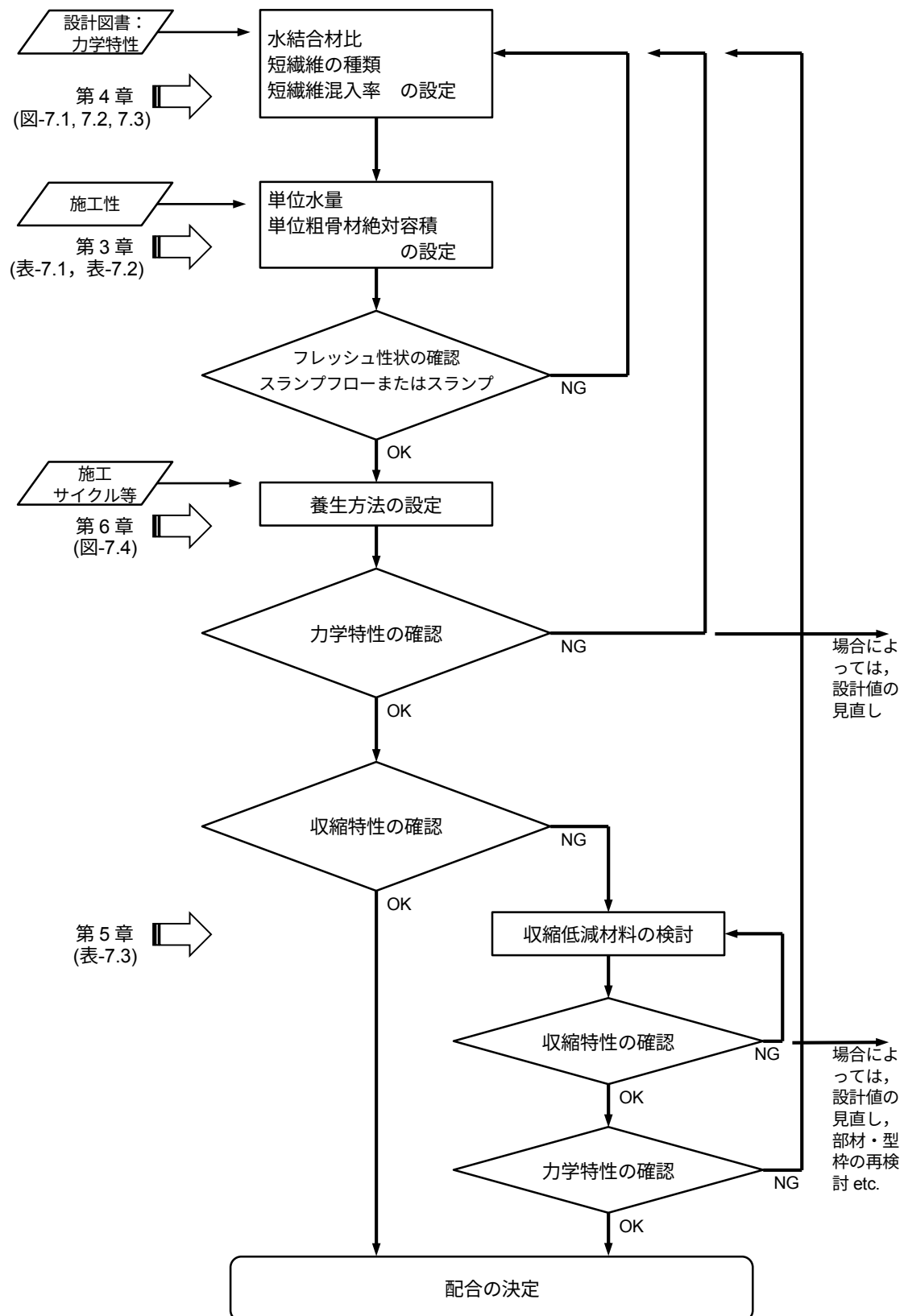


図-7.5 配合設計フロー

第8章 結論

8.1 本論文で得られた結論

本研究では、一般の工場で容易に使用可能な材料を用いた高強度繊維補強コンクリートの材料特性を把握し、配合設計方法を提案することを目的として、流動性や力学特性に与える要因について調べ、所定の流動性を得るための配合の設定・調整方法や目標とする力学特性に応じた短繊維の選定および短繊維混入率の設定方法について提案を行った。

以下に、各章で得られた結論を総括する。

第3章「高強度繊維補強コンクリートの流動性に与える短繊維および粗骨材量の影響」では、コンクリート補強用として一般に用いられている鋼繊維や PVA 繊維に加えて、UFC で主に使用されている細径で高強度を有する鋼繊維や合成繊維の中で高い力学特性を有するもののひとつであるアラミド繊維を用いた短繊維補強コンクリートに関する、従来の配合設計方法の適用性について確認を行うとともに、水結合材比 25～16%の高強度繊維補強コンクリートの、短繊維の種類および混入率、ならびに粗骨材量の変化に伴うフレッシュコンクリートの流動性の変化について調べ、所定の流動性を得るための配合調整方法について検討を行った。

第3章で得られた主な結論は以下のとおりである。

- (13) 繊維径 0.66 mm、繊維長 30 mm の PVA 繊維を用いた短繊維補強コンクリートの配合は、水セメント比 33%程度以上では、指針類の配合修正方法を用いることで、所定の流動性を有するコンクリートが得られる、また、高性能 AE 減水剤を使用することで、単位水量を 175 kg/m³程度まで減じることができる。
- (14) 繊維径 0.62 mm、繊維長 30 mm の普通鋼繊維は水結合材比が 25%程度でまで小さくなくても、指針案の配合修正方法に準じて粗骨材量を調整することで所定の流動性が得られる。
- (15) 普通鋼繊維よりアスペクト比の大きい高強度鋼繊維や細径鋼繊維を用いる場合、所定の流動性を得るためには指針案の配合修正方法に準じて調整した粗骨材量よりもさらに低減する必要がある。
- (16) 骨材の実積率の測定方法を準用した、短繊維の実積率から計算できるコンクリート 1 m³中の短繊維かさ容積を用いることで、フレッシュコンクリートの流動性に与える短繊維の影響を評価することができる。
- (17) フレッシュコンクリートの流動性がスランプ 15cm 程度以上となる場合には、短繊維かさ容積とスランプフローの関係は 2 直線で表すことができ、フレッシュコンクリートの流動性がスランプ 25cm までの範囲にある場合には、短繊維かさ容積とスランプの関係は 1 直線で表すことができる。直線の傾きの絶対値は、W/B が小さくなるほど小さくなる傾向がみられた。
- (18) 本実験の範囲では、W/B=19%および 25%では、短繊維かさ容積を 0.01 m³/m³増加させるとき、

単位粗骨材絶対容積をおよそ $0.01 \text{ m}^3/\text{m}^3$ 程度減じることで同程度の流動性が得られると考えられる。

- (19) $W/B = 25 \sim 16\%$ の高強度繊維補強コンクリートにおける，スランプフローまたはスランプの減少量に対応する短繊維かさ容積の増加量を示した。

第4章「高強度繊維補強コンクリートの力学特性に与える種々の短繊維の影響」では，水セメント比 40% 程度のコンクリートおよび水結合材比 30～16% の高強度コンクリートに対する鋼繊維，PVA 短繊維およびアラミド短繊維による補強効果について調べ，種々の短繊維の補強効果に影響を与える要因について考察を行った。

第4章で得られた主な結論は以下のとおりである。

- (1) ほとんどの条件で短繊維が圧縮強度に与える影響は小さく，短繊維の種類や混入率によらず，結合材水比(B/W)と圧縮強度の関係はおおむね同様である。しかし一部の条件では， B/W と圧縮強度との関係に大きな変化を与えるものではないが，短繊維の混入による圧縮強度への若干の影響がみられる。細径鋼繊維を用いた場合には，水セメント比が 40% と比較的大きい場合には，短繊維を用いないプレーンコンクリートの B/W -圧縮強度関係より圧縮強度が若干大きくなり， B/W が大きくなるほどプレーンに近づく傾向がみられた。一方，集束アラミド繊維を用いた場合には， B/W が大きい場合にはプレーンより圧縮強度が若干低下し， B/W が小さくなるとプレーンに近づく傾向がみられた。
- (2) 短繊維の混入が静弾性係数に直接的に与える影響は小さい。静弾性係数は短繊維の有無によらず単位粗骨材絶対容積の減少に伴い静弾性係数も小さくなるため，間接的には影響を与えるが，水結合材比を減じて高強度とすると，単位粗骨材絶対容積が静弾性係数に与える影響は小さくなる。
- (3) 短繊維の混入が割裂引張強度試験で測定したひび割れ発生強度に与える影響は小さい。
- (4) 短繊維混入率が増加すると曲げ強度や曲げじん性係数，せん断強度も増加する。せん断強度は水結合材比が小さい方が短繊維の混入に伴う増加の程度が大きい。 B/W の増加に伴う曲げじん性係数の増加の程度は短繊維の種類によって異なり，高強度鋼繊維，細径鋼繊維およびアラミド繊維は W/B を減じて高強度としたコンクリートに対しても高い補強効果を得ることができる。
- (5) 短繊維の抜け出しによって破壊が生じるような条件では，短繊維の補強効果は短繊維混入率とアスペクト比の積 $V_f \cdot l/d$ によって簡易的に評価が可能である。

第5章「高強度繊維補強コンクリートの収縮特性」では，鋼繊維，PVA 短繊維およびアラミド短繊維を用いた高強度繊維補強コンクリートの乾燥収縮および自己収縮について調べ，種々の短繊維の影響について検討するとともに，収縮低減剤および膨張材による収縮低減効果や力学特性への影

響についても評価を行った。

第5章で得られた主な結論は以下のとおりである。

- (1) 普通ポルトランドセメントとシリカフュームを用いた水結合材比 25%の高強度繊維補強コンクリートの自己収縮ひずみは、材齢 91 日で 600×10^{-6} 程度に達し、短繊維を使用すると単位粗骨材絶対容積の減少および単位水量の増加の影響を受け、若干大きくなる。
- (2) 収縮低減剤および膨張材を用いることで自己収縮ひずみは大幅に低減可能であり、設計基準強度 40 N/mm² 相当のコンクリートと同程度の自己収縮ひずみに抑えることができる。
- (3) 低熱ポルトランドセメントとシリカフュームを用いた水結合材比 16%の高強度繊維補強コンクリートの自己収縮ひずみは、材齢 91 日で 800×10^{-6} 程度に達する。PVA 短繊維を用いた場合は短繊維を用いないものと同程度であったが、アラミド短繊維を用いると 600×10^{-6} 程度にまで自己収縮ひずみが抑えられる。
- (4) アラミド短繊維を用いた水結合材比 16%の高強度繊維補強コンクリートの自己収縮ひずみは、収縮低減剤および膨張材を用いることで、 200×10^{-6} 程度低減ができ、水セメント比 30%の早強コンクリートと同程度の自己収縮ひずみに抑えることができる。
- (5) 水セメント比 40%の短繊維補強コンクリートの乾燥収縮ひずみに短繊維や単位粗骨材絶対容積が与える影響は小さい。
- (6) 普通ポルトランドセメントとシリカフュームを用いた水結合材比 25%の高強度繊維補強コンクリートの乾燥収縮ひずみは、コンクリート標準示方書の予測式で求めた値に比べて 150×10^{-6} 程度小さく、短繊維の種類による相違も見られない。
- (7) 普通ポルトランドセメントとシリカフュームを用いた水結合材比 25%の高強度繊維補強コンクリートでは、収縮低減剤や膨張材を用いると乾燥収縮ひずみを大幅に低減できる。短繊維を使用した方が収縮低減効果が大きくなり、PVA 短繊維より普通鋼繊維のほうが収縮低減効果が大きい。
- (8) 低熱ポルトランドセメントとシリカフュームを用いた水結合材比 16%の高強度繊維補強コンクリートの乾燥収縮ひずみは、示方書の普通強度域のコンクリートに対する予測式の値と同程度であり、アラミド短繊維の影響は小さい。
- (9) 高強度繊維補強コンクリートに収縮低減剤および膨張材を用いることで圧縮強度等の力学特性がおおむね 1 割程度低下する可能性がある。したがって、収縮低減材料の使用にあたっては、力学特性への影響についても確認を行う必要がある。

第6章「高強度繊維補強コンクリートのひび割れ発生強度に与える養生方法の影響」では、短繊維補強コンクリートを用いた構造物に高い耐久性を発揮させるための材料特性値のひとつと考えられるひび割れ発生強度について、これを適切に評価するための供試体の養生条件に関する情報を得ることを目的として、養生方法が高強度繊維補強コンクリートのひび割れ発生強度に与える影響に

ついて検討を行った。

第6章で得られた主な結論は以下のとおりである。

- (1) 圧縮強度や静弾性係数については、気中養生の影響により、標準水中養生よりも低下することはなかったが、ひび割れ発生強度は強度の低下が生じうる。
- (2) 割裂引張強度試験および曲げ強度試験によってひび割れ発生強度を評価する場合、気中養生は、水セメント比 40%の短繊維補強コンクリートでは曲げひび割れ発生強度へ大きな影響を与えるが、割裂ひび割れ発生強度への影響はばらつきも大きく明確でない。一方、水結合材比 22～16%の高強度繊維補強コンクリートでは曲げひび割れ発生強度だけでなく、割裂ひび割れ発生強度にも大きな影響を与える。
- (3) 気中養生によるひび割れ発生強度に与える短繊維の影響は小さい。気中養生開始時点での強度発現が進んでいるほど、気中養生によるひび割れ発生強度の経時変化は緩やかになる。
- (4) 気中養生の影響を考慮すると、水結合材比の低減によって圧縮強度が増加してもひび割れ発生強度は必ずしも増加しない。
- (5) 気中養生によるひび割れ発生強度の低下は水結合材比の小さい高強度コンクリートでより顕著になるため、養生方法は適切に設定する必要がある、ひび割れ発生強度の評価は、部材と同様の養生を実施した供試体で行う必要がある。

第7章「高強度繊維補強コンクリートの配合設計フローの提案」では、第3章～第6章で得られた知見を基に、一般のコンクリート工場で用いられている骨材および種々の短繊維を用いた高強度繊維補強コンクリートの配合設計フローを提案した。

8.2 高強度繊維補強コンクリートの利用に関するシナリオデザイン

8.2.1 高強度繊維補強コンクリートの利用

第 1 章で述べたように、UFC¹⁾も含めた高強度繊維補強コンクリートを用いることで、使用する補強鋼材の低減や部材断面の低減、それに伴う合理的な施工方法の採用などが可能になる。鋼材の腐食が構造物の性能低下の大きな原因の一つであるため、特に、鋼材の使用量を低減することは、構造物の耐久性向上への効果が非常に大きいと考えられる。

すでに、UFC はもとより^{2), 3)}、本論文で扱ったような、一般的な骨材を用いた高強度繊維補強コンクリートを用いた部材の実用化⁴⁾も始まっている。文献 4)は橋梁上部工のウェブに適用された事例である。高強度繊維補強コンクリートを用いることで鉄筋は一切使用されておらず、非常に薄い部材厚を実現している。また、このことにより上部工の重量を 10%低減しており、施工の際の 1 ブロックの長さを大きく取ることで、施工速度の向上、合理化が図られている。このような考え方を橋梁上部工全体に適用し、さらに、プレストレスの導入は FRP 緊張材を用いることで、鋼材の使用を一切排除した橋梁についての検討もなされている⁵⁾。腐食によって構造物の性能低下の原因となる鋼材を一切使用しないことで、非常に高い耐久性を有すると考えられ、維持管理に関する省力化やコストの低減が期待される。もちろん、このような部材の構築にあたって UFC の適用も可能であり、上述のウェブパネルについても、当初は UFC を用いて製作することが検討されていた⁶⁾。しかし、所定の特性値を有する材料を用いた「材料ありき」⁷⁾の設計では、部材の要求性能に対して材料コストが必ずしも合理的なものでは無くなる可能性がある。部材の要求性能に応じた性能を有するコンクリートを配合設計により実現することで、より合理的にコンクリート構造物を建設することができる。

8.2.2 高強度繊維補強コンクリートの耐久性

適切に設計された構造物が所定の期間を供用されるためには、そのための耐久性を有している必要がある。

第 2 章において、短繊維補強コンクリートが有する耐久性は、通常のコンクリートに比べて高いとされている、と述べたが、それは通常のコンクリートに要求される耐久性について考えた場合である。、本来の耐久性の意味に立ち返ると、短繊維補強コンクリートの耐久性については明らかでない部分が多いと考えられる。耐久性とは、材料の劣化により生じる性能の経時的な低下に対して構造物が有する抵抗性⁸⁾である。要求性能が定まらなければ、耐久性についても評価ができないのである。そして、短繊維補強コンクリートに対する要求性能として、一般的な見解が確立されているとは言い難いのが現状である。

短繊維補強コンクリートは、その名の通りコンクリートに短繊維が含まれているのが最も大きな特徴であり、本論文でも述べたように、短繊維は曲げや引張応力下でのひび割れ発生以降、あるいは、本論文では取り上げることができなかったが、圧縮応力下でのポストピーク以降にその効果を発揮し、コンクリート自体のじん性を大きく向上させ、使用材料や配合によっては、ひび割れ発生

強度を超えた曲げ強度や引張強度を付与することができる。このことから、短繊維補強コンクリートの材料特性、特性値として曲げ強度や曲げじん性係数⁹⁾、引張軟化特性¹⁾が示されているが、それぞれ限定された範囲では使用できるものの、構造物の設計用値として汎用的に用いることができるものではないのが現状である。

設計者の立場から見ると、短繊維の効果が主にひび割れ発生後に発揮されるとしても、そのひび割れ発生後の短繊維補強コンクリートの耐久性が明らかでないと設計で考慮できないことは容易に想像がつく。要求性能が定まらなければ耐久性の評価ができないが、耐久性が明らかでないと、要求性能とすることができないのである。したがって、材料開発の立場からは、ある程度、要求性能を想定し、想定した要求性能に対する耐久性に関する検討を進める必要があると考えられる。そのためには設計者側が想定しうる要求性能について検討し、明らかにすることも必要であろう。

ひび割れ発生後の性能を有効に使用することを考えると、ひび割れ発生後も短繊維がコンクリート中で健全な状態でなければならない。鋼繊維については、海洋環境にあってもごく表層部分のみの腐食にとどまることが報告¹⁰⁾されており、PVA 繊維もコンクリート中では経時的に劣化を生じないことが報告¹¹⁾されているが、ひび割れを架橋している状態についての耐久性は明らかではなく、また、合成繊維については、どのような作用によりどのような劣化が起こりうるのかさえ不明確であるのが現状であると思われる。鋼繊維、合成繊維のいずれにせよ、より多様な条件での知見の蓄積が望まれる。

また、ひび割れが発生しているということは、引張応力下にあるということであり、短繊維がひび割れを架橋している状態での、短繊維自体、および短繊維とマトリクスの付着に着目した疲労や引張クリープについても検討が必要である。

以上のような耐久性についての知見が蓄積されれば、短繊維補強コンクリートのひび割れ発生後の性能を設計で考慮しやすくなるものと考えられるが、これが難しい現状では UFC のように、使用時にはひび割れを許容しない使い方が多くなるものと考えられる。

8.2.3 ひび割れを許容しない高強度繊維補強コンクリートのシナリオ

使用時にひび割れを許容しない場合、基本的な考え方は通常のコンクリートと同様になる部分が多くなるものと考えられるが、コンクリートのひび割れ発生条件については、通常のコンクリートでは引張強度で評価できるが、短繊維補強コンクリートではひび割れ発生強度そのものを評価しなければならないのは第 5 章で述べたとおりである。第 5 章で述べたとおり、ひび割れ発生強度は養生方法やコンクリートの置かれる環境によって変化することが懸念される。したがって、可能な限り実際の構造物と同様な条件でひび割れ発生強度を評価し、設計で考慮した短繊維補強コンクリートの性能を発揮できるようにしなければならない。

高強度繊維補強コンクリートならびに UFC はマトリクスが非常に緻密であるため、マトリクス内部への外来因子の浸入は非常に少なく、内部環境の変化は小さいものと考えられる。したがって、これらを用いた部材は、ひび割れ発生強度を適切に評価し、供用中のひび割れ発生を防止できれば、

相当に長期間の供用が可能になると考えられる。さらに、所定の供用期間を経過したのちであっても性能がほとんど変化していない可能性も考えられる。このことから、高強度繊維補強コンクリートを用いた部材は、部材単位で再利用が可能になる可能性がある。高い耐久性を有する材料のシナリオにおいては、これのように部材単位での再利用を可能にする構造の開発も必要になると考える。もちろん、コンクリートマトリクス中での合成繊維や繊維とマトリクス界面の状態の、長期的な挙動については明らかでないため、これらの知見の蓄積も必要である。

8.2.4 その他の課題

耐久性のほかに、短繊維補強コンクリートを用いた構造物の性能に関わる要因のひとつで、本研究では触れることのできなかったものの一つに、短繊維の配向性がある。基本的な短繊維補強コンクリートの検討では、短繊維はコンクリート中で3次元的にランダムで分散していることを前提としているが、実際の構造物では、その形状、コンクリートの流動性、打設方法などによって短繊維は必ずしも3次元的にランダムに分散されず、繊維の向きが特定の方に偏って分散する可能性がある。同一の部材であっても、短繊維の配向が偏ることで、方向によって引張特性が大きく変わることが報告されている^{12), 13)}。このことも、設計での引張特性の考慮を難しくしている要因の一つと考えられる。配向性を考慮して引張性能を割り引くことも対策の一つであるが、より合理的には、配向性を制御する技術、または配向を予測し適切に評価する技術の開発が望まれる。現状においては、コンクリートの流動による短繊維の配向に関する研究が進められており、今後のさらなる進展に期待する。

以上、短繊維補強コンクリートのシナリオデザインに関連する事項、検討が必要な課題について、主に耐久性と短繊維の配向性の2点に着目して述べた。高い性能を有しているにも関わらず有効に利用されているとは言い難い短繊維補強コンクリートについて、学協会においてもその特徴を生かした利用法についての検討^{例えば、7)}が進められており、今後、上記で述べた点をはじめとするさらなる知見が蓄積されていくことと期待している。その中で、本研究の成果が、短繊維補強コンクリート技術の今後の発展にわずかながらでも貢献できれば幸いである。

参考文献

- 1) 土木学会：超高強度繊維補強コンクリートの設計・施工指針（案），2004.9
- 2) 石井精一，西村一博，児山裕樹，一宮利通：超高強度繊維補強コンクリートの道路橋への適用事例，第15回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集，pp.13-16, 2006.
- 3) 渡辺典男，武者浩透，大竹明朗，横井謙二，相河清実，南郷健太郎：UFC床版の設計および実物大確認実験，橋梁と基礎，第43巻，第1号，pp.27-29, 2009.1
- 4) 芦塚憲一郎，花田克彦，中積健一，片健一：東九州自動車道（仮称）田久保川橋の設計と施工，

橋梁と基礎, Vol. 46, No. 11, pp. 5-10, 2012. 11

- 5) 永元直樹, 大城壮司, 松井隆行, 春日昭夫: 将来的な維持管理性の向上を目指した「超高耐久橋梁 (Dura-Bridge)」の開発, 土木学会第 68 回年次学術講演会概要集, CS7-013, pp. 25-26, 2013. 9
- 6) 永元直樹, 片健一, 浅井洋, 春日昭夫: 超高強度繊維補強コンクリートを用いた新しいウェブ構造を有する箱桁橋に関する研究, 土木学会論文集 E, Vol. 66, No. 2, pp. 132-146, 2010. 4
- 7) 日本コンクリート工学会: 繊維補強セメント系複合材料の新しい利用法研究委員会報告書, 2012. 9
- 8) 土木学会: 2013 年制定コンクリート標準示方書【維持管理編】, 2013. 10
- 9) 土木学会: 鋼繊維補強コンクリートの設計施工指針 (案), 1983. 3
- 10) 小林一輔, 星野富夫, 辻恒平: 海洋環境下における鋼繊維補強コンクリートの鉄筋防食効果, 土木学会論文集, Vol. 414/V-12, pp. 195-203, 1990. 2
- 11) 眞嶋光保, 宮川豊章, 小林茂広, 角田忍: 繊維補強コンクリートの海洋暴露試験結果, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 19, No. 1, pp. 1003-1008, 1997.
- 12) 小倉大季, 高橋圭一, 栗田守朗: 短繊維の配向に伴う繊維補強セメント系材料の曲げ特性のばらつき, コンクリート工学年次論文集, Vol. 36, No. 1, 2014. 7
- 13) 周波, Ha Duy Nhi, 内田裕市: UFC パネルにおける繊維の配向と曲げ強度の関係, コンクリート工学年次論文集, Vol. 36, No. 1, 2014. 7

謝辞

京都大学大学院教授・宮川豊章先生には、博士後期課程への編入学の機会を与えていただき、本研究の遂行ならびに本論文の執筆について、終始、懇切なるご指導・ご鞭撻を賜りました。衷心より感謝の意を表します。宮川先生のご指導の下、卒業論文および修士論文に取り組み、就職して社会人となってから7年の後に、またこうして宮川研究室の一員となり学びの機会を与えていただき、また、お導きをいただいたことに感謝の念を堪えません。京都大学大学院教授・河野広隆先生、同准教授山本貴士先生には、本論文の取りまとめ、審査を通じて貴重なご指導、ご助言を賜りました。ここに厚く御礼申し上げます。

京都大学大学院准教授・安琳先生には、研究の過程において貴重なご助言をいただきました。心より感謝申し上げます。京都大学大学院助教・高谷哲先生には、研究活動全般を通じてご支援をいただき、叱咤激励をいただきました。厚く御礼申し上げます。卒業論文、修士論文のご指導をいただいた京都大学大学院准教授・服部篤史先生には、本論文の取りまとめにおいても温かい励ましの言葉をいただきました。心より感謝申し上げます。京都大学・三木由有氏には事務面から甚大なるご支援をいただきました。感謝の意を表します。

本論文は、筆者が勤務先である三井住友建設株式会社で取り組んでまいりました研究の成果を基に、京都大学大学院工学研究科博士後期課程において取り組んだ一連の成果を取りまとめたものです。

三井住友建設株式会社技術研究開発本部長・西村憲義氏、同副本部長兼技術開発センター長・藤田学博士、同土木材料グループ長・樋口正典博士、同土木材料グループ上席研究員・谷口秀明博士、同土木材料グループ主任研究員（現・土木本部土木技術部）・斯波明宏博士の各上司の方々には、博士後期課程への編入学に対してのご理解のもと温かいご配慮、ご支援をいただき、また、本論文の取りまとめに際しても懇切なるご指導をいただきました。ここに感謝の意を表します。また、株式会社レヴェックスコンサルタント・臺哲義氏には、実験作業からデータ整理まで一貫してお手伝いいただき、氏のご助力無しには本論文の取りまとめは成し得ませんでした。心より感謝申し上げます。

本研究の一部は、西日本高速道路株式会社と三井住友建設株式会社の共同研究で取り扱った内容を含んでおります。西日本高速道路株式会社技術本部（現・九州支社）芦塚憲一郎氏、同技術本部（現・中国支社）出口宗浩氏、三井住友建設株式会社土木本部副本部長・春

日昭夫博士，同土木設計部 PC 設計グループ長・永元直樹博士の各位には，端緒となる研究の機会をいただくとともに，貴重なご助言をいただきました．深く感謝の意を表します．

京都大学大学院博士後期課程に同時期に在籍した(株)ピーエス三菱・小林仁博士，(株)IHI インフラ建設・山下亮博士，(独)土木研究所・河野哲也博士，(株)国際建設技術研究所・葛目和宏氏，(株)電気化学工業・宮口克一氏，西日本旅客鉄道(株)・吉田隆浩氏，(一財)日本塗料検査協会・山田卓司博士，西日本旅客鉄道(株)・村田一郎博士，三井住友建設(株)・室田敬博士には，月 1 回のドクターミーティングで議論を交わし，互いに切磋琢磨するとともに，多大なご支援をいただきました．皆様と研究生活を共にし，懇親を深めるなかで，見識を広めることができたと実感しております．心より御礼申し上げます．特に山田博士，村田博士，室田博士の 3 方は同期入学ということもあり，大学生活における様々な場面でご助力をいただきました．重ねて御礼申し上げます．

最後に，筆者が論文執筆に専心できるよう励まし支え続けてくれた妻・奈穂美，編入学直前に生まれてきてくれて常に癒しを与えてくれた長女・彩葉と，郷里から見守ってくれた両親に深く感謝の意を表し，本論文の謝辞といたします．